

Periodical Part, Published Version

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.)

Massive Wasserbauwerke nach neuer Norm

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102614>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2006): Massive Wasserbauwerke nach neuer Norm. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 89).

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.





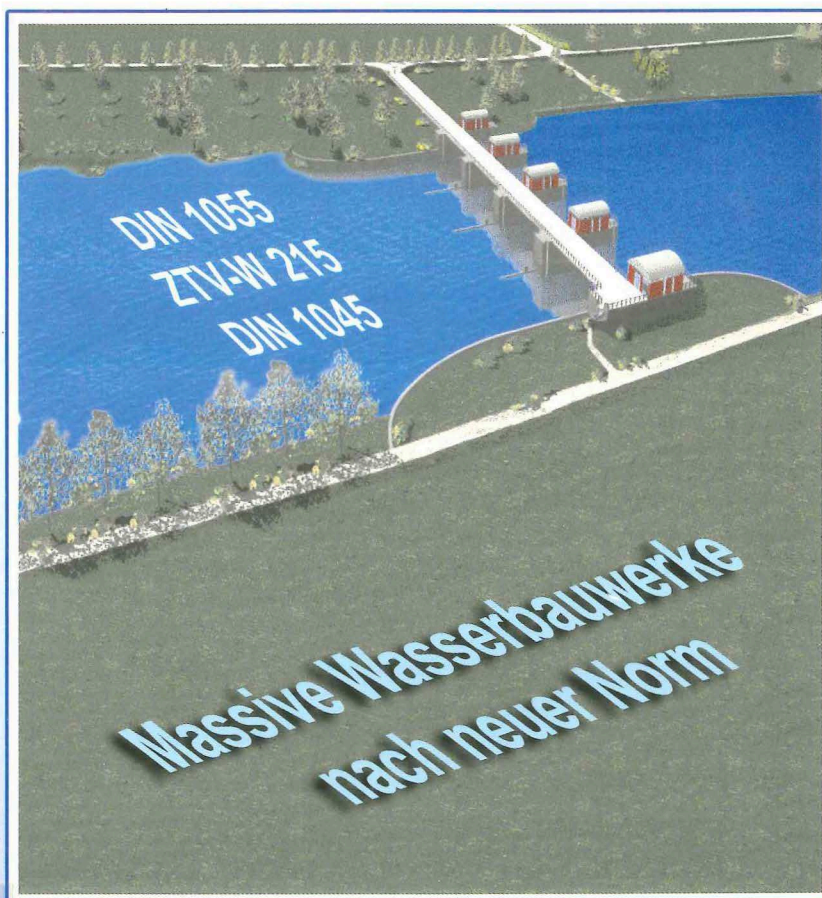
BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

Karlsruhe • Hamburg • Ilmenau

BAW



MITTEILUNGEN



3.71.2ge

51749

Nr. 89 Mai 2006

Mitteilungsblatt

der
Bundesanstalt für Wasserbau
Nr. 89

Massive Wasserbauwerke nach neuer Norm

Karlsruhe • Mai • 2006

ISSN 0572-5801

Herausgeber (im Eigenverlag):

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe

Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe

Telefon: 0721 9726-0

Telefax: 0721 9726-4540

e-mail: info.karlsruhe@baw.de

Internet: <http://www.baw.de>

Übersetzung, Nachdruck oder sonstige Vervielfältigung - auch auszugsweise - ist nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet.

© BAW 2006

Inhalt

Seite

1	Bemessungsphilosophie für massive Wasserbauwerke KUNZ, C.	9
2	Expositionsklassen von Wasserbauwerken WESTENDARP, A.	15
3	Vergleichende Beispielrechnung Schleuse Sülfeld ALLERS, P.; DR. MAIER, D. H.; DR. FLEISCHER, H.	29
4	Bemessungsbeispiel Schleuse Hohenwarthe BÖDEFELD, J.	49
5	Bemessungsbeispiel Stever-Durchlass BECKER, H.	65
6	Bemessungsbeispiel Wehranlage Raffelberg LÜNSMANN, B.; DR. LINSE, D.; BÖDEFELD, J.	85
7	Hinweise zu Beton und Bauausführung bei Wasserbauwerken WESTENDARP, A.	103
8	Literatur	111
	Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Mitteilungsblätter	113

Autoren-Verzeichnis:

Allers, Peter
Dr.-Ing. Maier, Dietmar H.

Lünsmann, Björn
Dr.-Ing. Linse, Dieter

Kunz, Claus
Westendarp, Andreas
Dr.-Ing. Fleischer, Helmut
Bödefeld, Jörg
Becker, Holger

Ingenieurgruppe Bauen, Karlsruhe

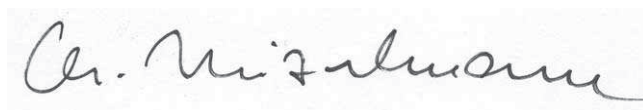
Ingenieurbüro Dr. Linse, München

Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Vorwort

Mit der Einführung der für massive Wasserbauwerke relevanten neuen Normen und begleitenden wasserbauspezifischen Regelwerke zum 1. Januar 2005 hat das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen zeitgerecht auf das neue, europäisch beeinflusste semi-probabilistische Normenkonzept auf der Grundlage von Teilsicherheitsbeiwerten umgestellt. Dieses neue Normenkonzept stellt Herausforderung und Chance zugleich dar. Herausforderung war die Anpassung der in erster Linie auf den Hoch- und Ingenieurbau abgestimmten neuen Normen DIN 1055 und DIN 1045 in Verbindung mit DIN EN 206-1. Diese Herausforderung hatte die Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Bautechnik, angenommen, und vergleichende Tragwerksanalysen für neuere typische Wasserbauwerke wie Schleusen, Wehre und Durchlässe zum einen nach „alter“ und zum anderen nach „neuer“ Norm durchgeführt bzw. von beauftragten Ingenieurbüros durchführen lassen. „Neue“ Norm bedeutete hinsichtlich der Bemessung anfangs die Anwendung der Methodik der Teilsicherheiten und Bemessungssituationen aus den Normen des allgemeinen Ingenieurbaus, später jedoch die sukzessive Anpassung an die langjährige Bemessungsphilosophie bei Bauwerken des Verkehrswasserbaus. Anpassungen haben ebenso für Entwurf und Herstellung des Betons sowie für dessen Bauausführung stattgefunden, bei denen langjährige Erfahrungen mit Baumaßnahmen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes einfließen und für neue Vorhaben nach „neuer“ Norm aufbereitet wurden. Die genannten Anpassungen wurden in die zeitgleich unter Leitung der BAW zu erstellende ZTV-W 215 eingebracht, die damit eine wasserbau-spezifische technische Ergänzung der „neuen“ Normen darstellt. Vergleichende Berechnungen sowie Konzepte sind in den Kapiteln dieses Mitteilungsblattes dargestellt, das als eine Art Beispielsammlung für den Entwurf neuer massiver Bauwerke des Verkehrswasserbaus gelten kann. Ergänzt wurden diese Beispiele durch grundsätzliche Hinweise zur Festlegung der Expositionsklassen bei Wasserbauwerken sowie zur Betonauswahl und Bauausführung. Der Leser wird feststellen, dass der Aufwand für Entwurf und Erstellung eines Bauwerks nach „neuer“ Norm derzeit noch größer ist als vergleichsweise nach „alter“ Norm, was sich aus neuer Systematik, fortgeschrittenen Erkenntnissen und höheren Dauerhaftigkeitsanforderungen in der Normung ergibt. Hier sind in Zukunft mit der Anwendungserfahrung wachsende Vereinfachungen und pragmatische Handhabungen gefragt.

Aus der Bearbeitung der Beispiele haben sich Erkenntnisse ergeben, die zur Anwendung der noch jungen „neuen“ Normung fachübergreifend diskutiert werden müssen. Die aufgezeigten Beispiele und Konzepte zeigen jedoch, dass Wasserbauwerke nach „neuer“ Norm sich in ihrem Bemessungsergebnis nur marginal von denen nach „alter“ Norm unterscheiden; ein Ergebnis, das durch die beabsichtigte Kalibrierung der „neuen“ Normen am „alten“ Sicherheitskonzept auf der Hand lag. In einigen Fällen ergeben sich jedoch höhere Bemessungsgrößen, was auch durch die mit der „neuen“ Normung verbundenen höheren Dauerhaftigkeitsanforderung plausibel erscheint. Der angenommenen Herausforderung steht nunmehr die Chance gegenüber, mit dem „neuen“ Normenkonzept künftig bauartübergreifend die Sicherheit diskutieren und quantitativ bewerten zu können sowie ein europäisch oder gar international konkurrenzfähiges Normenkonzept zu haben.



LBDiR Dr.-Ing. Christoph Heinzelmänn
Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau

1 Bemessungsphilosophie für massive Wasserbauwerke

1.1 Grundlagen des neuen Sicherheitskonzeptes

Wasserbauwerke werden nach dem bauartübergreifenden Sicherheitskonzept gemäß [DIN 1055-100; 2001] „Einwirkungen auf Tragwerke: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln“, bemessen und ausgeführt und folgen damit dem neuen Normenkonzept.

Für Nachweise in den Grenzzuständen von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit muss das Tragwerk in so genannten Bemessungssituationen E_d untersucht werden. Diese Bemessungssituationen beinhalten im betrachteten Zeitraum konstante Bedingungen des Tragwerks und sind Kombinationen gleichzeitig möglicher Einwirkungen innerhalb jeweiliger Einwirkungskombinationen. Diese Bemessungssituationen gibt es für die Grenzzustände der Tragfähigkeit als auch für die der Gebrauchstauglichkeit.

Nach [DIN 1055-100; 2001] wird bei den Einwirkungen zwischen ständigen (G), veränderlichen (Q) und außergewöhnlichen (A) Einwirkungen unterschieden. Ebenso wird zwischen ständigen (P), vorübergehenden (T) und außergewöhnlichen (A) Bemessungssituationen unterschieden.

Die Sicherheit im Rahmen eines Sicherheitsnachweises nach neuer Normung umfasst die drei Sicherheitselemente:

- Bestimmung des charakteristischen Wertes einer Einwirkung bzw. eines Widerstandes,
- Bestimmung eines Teilsicherheitsbeiwertes,
- Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit der günstigen oder ungünstigen Wirkung von Einwirkungen.

1.1.1 Einwirkungen und Widerstände

Ausgangspunkt für Einwirkungen und Widerstände sind deren charakteristische Werte. Charakteristische Werte für die Einwirkungen F_k werden i. d. R. in den Einwirkungsnormen festgelegt (z. B. Reihe DIN 1055). Charakteristische Werte für die Baustoffeigenschaften X_k werden in den bauartspezifischen Bemessungsnormen festgelegt bzw. sind den zugeordneten Baustoffnormen, z. B. [DIN 1045-2; 2001], zu entnehmen. Die Bestimmung charakteristischer Werte richtet sich nach [DIN 1055-100; 2001]. Die charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen G_k sind im Allgemeinen ihre Mittelwerte, wenn nicht größere Streu-

ungen vorliegen. Die charakteristischen Werte der veränderlichen Einwirkungen Q_k sind im Allgemeinen die 98 %-Quantilen für den Bezugszeitraum 1 Jahr bei einer Bauwerksnutzungsdauer von 50 Jahren. Charakteristische Werte für Baustoffeigenschaften, die die wesentlichen Widerstände bilden, sind im Allgemeinen als Quantilwerte einer statistischen Verteilung festgelegt:

- als 5 %-Quantile für Festigkeitswerte,
- als Mittelwert für Steifigkeitswerte.

Bei indirekten Einwirkungen, wie z. B. Zwangbeanspruchung, werden nach [DIN 1055-100; 2001] obere charakteristische Werte für die Baustoffeigenschaften empfohlen. [BAW-MFZ; 2004] empfiehlt hier bei massiven Wasserbauwerken einen eher unteren charakteristischen Wert, weil ein Riss in der Regel an der schwächsten Stelle auftreten würde.

Widerstände können gegebenenfalls auch Abmessungen als geometrische Größen sein.

Die wesentlichen repräsentativen Werte F_{rep} der Einwirkungen (F) sind ihre charakteristischen Werte F_k . Weiterhin werden repräsentativen Einwirkungen F_{rep} gebildet, die sich wiederum aus den charakteristischen Werten F_k ergeben, zum Teil durch Multiplikation mit einem Kombinationswert.

Kombinationsbeiwerte ψ repräsentieren die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens von veränderlichen Einwirkungen nach der prinzipiellen Beziehung:

$$\psi = \frac{F_s(x)_{\text{Begleiteinwirkung}}}{F_s(x)_{\text{Leiteinwirkung}}}$$

mit $F_s(x)$ der jeweiligen Wahrscheinlichkeitsverteilung der (Extrem-)Werte der Einwirkungen.

Repräsentative Werte für veränderliche Einwirkungen ergeben sich als Produkte eines charakteristischen Wertes Q_k mit einem Kombinationsbeiwert ψ_i ($\leq 1,0$), der nach Häufigkeitsschätzpunkten der jeweiligen Einwirkung bestimmt wird, vgl. Bild 1.1.

Im Zusammenhang insbesondere mit der Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund werden Auswirkungen nach Abschnitt 6.3 der [DIN 1055-100; 2001] als Folge einer Einwirkung ermittelt, die Schnittgrößen, Spannungen, Dehnungen, Verformungen, Rissbreite, etc. sein können.

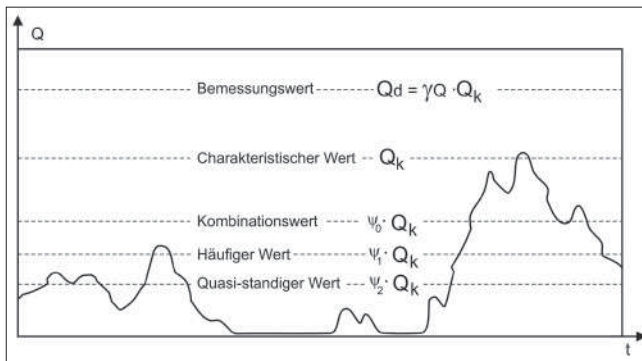


Bild 1.1: Repräsentative Werte einer veränderlichen Einwirkung im Zeitraum t , aus [GRÜNBERG; 2004]

1.1.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung γ_F bzw. für den Widerstand γ_M setzt sich zusammen aus der Unsicherheit des Einwirkungswertes γ_f bzw. des Widerstandswertes γ_m sowie der Modellunsicherheit auf Einwirkungs- und Widerstandsseite γ_{sd} , z. B.:

$$\gamma_F = \gamma_f \cdot \gamma_{sd}$$

Für die Modellunsicherheit γ_{sd} kann gemäß [GRUSBAU; 1981] ein Wert von $\gamma_{sd} = 1,1$ für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und $\gamma_{sd} = 1,0$ für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angesetzt werden. Die Unsicherheit zum Beispiel für die Einwirkung γ_f lässt sich bei einer als normalverteilt angenommenen Einwirkung mit:

$$\gamma_f = \frac{(\mu - \alpha_E \cdot \text{erf} \beta \cdot \sigma)}{f_k}$$

beschreiben, wobei:

μ, σ : Verteilungsparameter

α_E : Wichtungsfaktor

$\text{erf} \beta$: gefordertes Sicherheitsniveau, ausgedrückt durch den Zuverlässigkeitsindex β

f_k : charakteristischer Wert der Einwirkung sind.

In Verbindung mit dem Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte stehen nach [DIN 1055-100; 2001] Regelung zum Ansatz des Teilsicherheitsbeiwertes als weiteres Sicherheitselement, je nachdem, ob die Einwirkung günstig oder ungünstig wirkt, vgl. auch Tabelle 1.2.

Die repräsentativen Werte F_{rep} (bzw. die charakteristischen Werte F_k) der Einwirkungen werden mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten γ_F in Bemessungswerte F_d überführt:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep}$$

Für F_{rep} ist jeweils G_k , Q_k oder Q_{rep} einzusetzen.

Für den Bemessungswert des Widerstandes wird der charakteristische Wert der Baustoffeigenschaft X_k durch einen Teilsicherheitsbeiwert γ_M dividiert:

$$X_d = \frac{F_{rep}}{\gamma_M}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ drücken das Sicherheitsbedürfnis, die Kombinationsbeiwerte ψ die Wahrscheinlichkeit der gleichzeitigen Überlagerung mit anderen Einwirkungen aus. Zahlenangaben für die Teilsicherheitsbeiwerte (i. d. R. $\gamma \geq 1,0$) und Kombinationsbeiwerte (i. d. R. $\psi \leq 1,0$) sind den fachspezifischen Regelwerken zu entnehmen. Wirken ständige Einwirkungen günstig, so werden deren Teilsicherheiten zu 1,0 gesetzt; wirken veränderliche Einwirkungen günstig, so werden diese nicht angesetzt. Diese Regelungen gelten für Einwirkungen, die voneinander physikalisch und/oder statistisch unabhängig sind. Für Auswirkungen infolge von Einwirkungen, wie z. B. bei der Interaktionen eines Bauwerks mit dem Boden, bei der Bodenpressung oder auch bei durch Einwirkungen in einer Schleuse verursachte Zusatz-Erddrücke als „Auswirkung“, werden Einwirkung und Auswirkung gleichermaßen günstig oder ungünstig eingestuft.

1.1.3 Bemessungssituationen und Nachweis

Bemessungssituationen sind im betrachteten Zeitraum konstante Bedingungen des Tragwerks unter jeweils gleichzeitig zu berücksichtigenden Einwirkungen, aber auch Umweltbedingungen, etc. Sicherheitsnachweise beinhalten die Einhaltung der jeweils maßgebenden Grenzzustände. Unterschieden werden ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen.

Exemplarisch für die ständige Bemessungssituation $E_{d,p}$ lässt sich folgende Bemessungsgleichung bilden:

$$E_{d,p} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} E_{Gkj} + \gamma_P E_{Pk} + \gamma_{Q1} E_{Qk1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} E_{Qki}$$

Demgegenüber kann sich – hier beispielhaft ohne Berücksichtigung möglicher geometrischer Widerstandsgrößen – als Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d ergeben:

$$R_d = R \left(\frac{X_{k1}}{\gamma_{M1}}, \frac{X_{k2}}{\gamma_{M2}}, \dots \right)$$

Der Nachweis, dass die geforderte Zuverlässigkeit des Bauwerks („Sicherheit“) in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit erreicht wird, wird nach [DIN 1055-100; 2001] durch Vergleich des Bemessungswertes der Be-

anspruchung E_d mit dem entsprechenden Wert des Tragwiderstandes R_d geführt. Die Sicherheit gilt als erfüllt, wenn

$$E_d \leq R_d$$

mit: E_d Bemessungswert der Beanspruchung (Schnittgrößen)
 R_d Bemessungswert des Tragwiderstands (Tragfähigkeit).

1.2 Wasserbauspezifische Einwirkungen

Die Einwirkungen werden gemäß [DIN 1055-100; 2001] unterschieden nach ständigen, veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen und können gemäß [ZTV-W 215; 2004] wasserbauspezifisch folgendermaßen zugeordnet werden.

Ständige Einwirkungen sind insbesondere:

- Eigengewicht
- Erddruck aus Hinterfüllung
- Wasserdruck (z. B. aus Betriebs- und Bemessungswasserständen, aus Spalt- und Porenwasserdruck)
- Grundwasser oder Sohlwasserdruck (z. B. aus Grundwasserständen),

wobei der Wasserdruck nur dann als ständige Einwirkung angesetzt werden darf, wenn er gemäß [DIN 1055-100; 2001] durch geometrische Verhältnisse begrenzt ist.

Charakteristische Werte für Eigengewichte sind in der Regel der Reihe DIN 1055, insbesondere [DIN 1055-1; 2002] und [DIN 1055-3; 2006], zu entnehmen. Für Erddruck als unabhängige äußere Einwirkung oder auch als Auswirkung ist der charakteristische Wert gemäß [DIN 1054; 2005] in Verbindung mit [E-DIN 1055-2; 2003] zu bestimmen.

Die Einstufung des Wasserdrucks, auch des Grundwasser- und Sohlwasserdrucks, der sich jeweils aus dem spezifischen Gewicht des Wassers in Verbindung mit dem i. d. R. hydrostatischen Wasserstand bestimmen lässt, als ständige Einwirkung lehnt sich an [DIN 1055-100; 2001] an. Wasserdruck gilt zwar prinzipiell als veränderliche Einwirkung, darf jedoch, wenn seine Größe (Anmerkung: eigentlich die des Wasserstandes) durch geometrische Verhältnisse begrenzt ist, als ständige Einwirkung angesetzt werden. Dies ist bei Wasserständen in Kanalschleusen oder auch in künstlichen Kanälen über die Festlegung eines unteren bzw. oberen Betriebswasserstandes naheliegend. Auch wenn Stauziele in staugeregelten Flüssen auch bei Hochwassersituationen durch Wehrverschluss-Steuerungen gehalten werden, liegen eindeutige geometrische Verhältnisse vor. Treten jedoch größere hydrologisch be-

dingte Schwankungen auf, z. B. an freifließenden bzw. staugeregelten Flüssen, so ist der Wasserstand über hydrologische Auswertungen zu ermitteln, wodurch dessen Natur als veränderliche Einwirkung dazu führt, dass dessen charakteristischer Wert sinngemäß [DIN 1055-100; 2001] mit einer Wahrscheinlichkeit von 99 % entsprechend einer statistischen Wiederkehrperiode von $T_N = 100$ a (Hochwasseranalyse) bzw. sinngemäß mit einer Wahrscheinlichkeit von 1 % (Niedrigwasseranalyse) jeweils während einer Bezugsdauer von einem Jahr zu bestimmen ist. Bei Flussschleusen mit stärkeren Wasserstandsschwankungen liegen spätestens bei Erreichen eines Wasserstandes in Höhe der Oberkante der Schleusenplattform wiederum begrenzte Verhältnisse vor.

Die geforderten Quantilwerte für den Wasserstand sind nach den anerkannten Verfahren der Hochwasser- bzw. Niedrigwasseranalyse zu ermitteln. Liegen nur kurze Beobachtungsdauern vor, so sind über geeignete Verfahren der Zeitreihenanalyse bzw. Regressionsanalyse statistisch abgesicherte Werte zu bestimmen, ggf. auch auf der Grundlage einer Aussagewahrscheinlichkeit. Die Vorgehensweise dürfte auch für die Bestimmung von unbeeinflussten Grundwasserständen angeraten sein.

Veränderliche Einwirkungen sind insbesondere:

- Verkehrslasten
- Temperatur
- Wellenschlag
- Eisdruck
- Schiffsanlegestoß
- Trossenzug.

Charakteristische Werte für veränderliche Einwirkungen sind gegebenenfalls der Reihe DIN 1055 oder einschlägigen Regelwerken, wie einer der neuen Normung angepassten [DIN 19702], der [EAU 2004, 2005] oder projektspezifischen Lastenheften zu entnehmen. In Einzelfällen sind sie nach den Regeln von [DIN 1055-100; 2001] gesondert zu bestimmen.

Außergewöhnliche Einwirkungen sind insbesondere:

- Anpralllasten
- Extreme Wasserstände
- Gesunkenes Schiff
- Erdbeben.

Bemessungswerte für außergewöhnliche Einwirkungen sind entweder direkt oder auch nur hinsichtlich der Methodik ihrer Ermittlung aus [DIN 1055-9; 2003] für Anprall, [DIN 4149; 2005] für Erdbeben und [DIN 19700; 2004] für extreme Wasserstände zu entnehmen. Extreme Wasserstände sind in der Regel mit einer Jährlichkeit von $10^{-3}/a$ nach [DIN 19700-13; 2004] verbunden. Die Bestimmung erfolgt nach anerkannten Metho-

den der Extremwertanalyse, z. B. [DVWK-251; 1999]. Die Einwirkung „gesunkenes Schiff“ ist aus dem Lastenheft zu entnehmen.

Gemäß [ZTV-W 215; 2004] werden die Kombinationsbeiwerte in der Regel mehrheitlich mit $\psi = 1,0$ angesetzt. Dies rührt u. a. aus Überlegungen, dass im Rahmen einer typischen wasserbaulichen Bemessungssituation selten mehrere veränderliche Einwirkungen gleichzeitig auftreten und/oder daraus resultierende Beanspruchungen gegenüber ständigen Einwirkungen untergeordnet sind, sodass Differenzierungen eines Kombinationsbeiwertes aus Vereinfachungsgründen vorerst unterbleiben. Die prinzipielle Verfügbarkeit der Kombinationsbeiwerte wird jedoch methodisch für richtig erachtet und bejaht. Künftige Erfahrungen mit dem neuen Normenkonzept sowie verfeinerte probabilistische Überlegungen können hier in Zukunft zu unterschiedlichen Kombinationsbeiwerten führen.

1.3 Wasserbauspezifische Teilsicherheitsbeiwerte

Die Teilsicherheitsbeiwerte nach [ZTV-W 215; 2004] für Nachweise der Tragfähigkeit sind in Tabelle 1.1 angegeben; sie entstammen Vergleichsrechnungen für massive Wasserbauwerke, vgl. Abschnitte 3 bis 6. Zu Beginn der Vergleichsrechnungen wurden zum einen die bereits vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte des allgemeinen Ingenieur- und Brückenbaus angesetzt und zum anderen vereinfachte Rückrechnungen aus dem bisherigen globalen Sicherheitsbeiwert vorgenommen. Dies entspricht insgesamt dem Konzept der Kalibrierung des Partialsicherheitskonzeptes an den bisherigen Erfahrungen, gemäß Anhang B der [DIN 1055-100; 2001]. Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite entsprechen denen der bauartspezifischen Normen, wie z. B. [DIN 1045-1; 2001], und damit denen des Ingenieur- und Brückenbaus.

Teilsicherheitsbeiwerte für Bemessungssituationen im Wasserbau	Ständig (P)	Vorübergehend (T)	Außergewöhnlich (A)
Ständige Einwirkungen			
- ungünstig	1,35	1,2	1,0
- günstig	1,0	1,0	1,0
Veränderliche Einwirkungen			
- ungünstig	1,5	1,3	1,0
- günstig	0	0	0
Außergewöhnliche Einwirkungen			1,0

Tabelle 1.1: Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise der Tragfähigkeit für massive Wasserbauwerke nach [ZTV-W 215; 2004]

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit betragen gemäß [ZTV-W 215; 2004] jeweils 1,0.

Die Diskussion von Einwirkungen und Auswirkungen sowie deren Abhängigkeit bzw. Unabhängigkeit führt dazu, dass voneinander abhängige Einwirkungen bzw. Auswirkungen mit der gleichen „günstig“/„ungünstig“-

Regelung belegt werden (z. B. voneinander abhängige Wasserstände vor und hinter einer Wand, Bettungsreaktion infolge Auflast oder Temperatur, ...), wobei sich aber noch der eigentliche Teilsicherheitsbeiwert material- oder bauartspezifisch bei unterschiedlichen Arten der Einwirkung bzw. Auswirkung unterscheiden kann.

Eine Analyse für die bei massiven Wasserbauwerken vorherrschenden Einwirkungen „Wasser“ und „Erddruck“ ließe auf der reinen Materialseite Abminderungen zu, da die spezifischen Eigengewichte relativ genau zu bestimmen sind. Zu berücksichtigen ist jedoch die jeweilige Höhenlage der Einwirkung, die bei Wasserdruck und Biegebeanspruchung für einen Kragarm als statisches Modell einer Schleusenkammerwand zum Beispiel nur eine Reserve von ca. 7 % ergibt.

Zu würdigen ist auch die für Wasserbauwerke im Gegensatz zu allgemeinen Ingenieurbauten längere Nutzungsdauer von 100 Jahren im Teilsicherheitsbeiwert über den Zuverlässigkeitsindex.

1.4 Wasserbauspezifische Bemessungssituationen

Die Prinzipien für Bemessungssituationen gemäß [ZTV-W 215; 2004] unterscheiden sich für massive Wasserbauwerke in keiner Weise von denen des allgemeinen Ingenieurbaus/Brückenbaus, sodass der Ingenieur in seiner neuen Denkweise eine einheitliche Vorgehensweise vorfindet.

Die für massive Wasserbauwerke geltenden Bemessungssituationen sind Tabelle 1.2 zu entnehmen, vgl. auch [ZTV-W 215; 2004]. Im Unterschied zum allgemeinen Ingenieurbau und Brückenbau werden ständige und vorübergehende Bemessungssituation unterschieden und mit zwei unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten versehen, um wie bisher dem unterschiedlichen Sicherheitsbedürfnis für zeitlich begrenzte Situationen Rechnung tragen zu können.

Vorübergehende Bemessungssituationen können Bau- und Revisionszustände oder bei Wasserbauwerken anzutreffende Kolkerscheinungen sein. Außergewöhnliche Bemessungssituationen liegen bei Anprall- und Havarie-Zuständen, extremen Wasserständen, aber auch bei einem Gesamtversagen von konstruktiv notwendigen Sicherungen wie Fugendichtungen (z. B. Versagen beider Sicherungslinien) vor.

Im Sinne der von der Sicherheitstheorie eindeutigen Trennung zwischen Unsicherheiten auf der Einwirkungsseite (unabhängige Einwirkungen) und Unsicherheiten auf der Widerstandsseite (unabhängige Widerstände) wurde bei der Interaktion zwischen massiven Wasserbauwerk und Baugrund in [ZTV-W 215; 2004] abweichend von [DIN 1054; 2005] die Verknüpfung

Kombinationsregeln	Unabhängige ständige Einwirkungen	Unabhängige veränderliche Einwirkungen, vorherrschend	Unabhängige veränderliche Einwirkungen, andere	Außergewöhnliche Einwirkungen	Beispiele für Bemessungssituationen
Ständige Bemessungssituationen $E_{d,P} = E \{$	$\sum \gamma_{GP,i} * G_{k,i}$	$\gamma_{QP,1} * Q_{k,1}$	$\sum \gamma_{QP,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \}$		Schleuse auf OW/UW und seitlichen Verkehrslasten und saisonale Temp., Pollerzug, ...
Vorübergehende Bemessungssituationen $E_{d,T} = E \{$	$\sum \gamma_{GT,i} * G_{k,i}$	$\gamma_{QT,1} * Q_{k,1}$	$\sum \gamma_{QT,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \}$		Bau- und Revisionszustände,
Außergewöhnliche Bemessungssituationen $E_{d,A} = E \{$	$\sum \gamma_{GA,i} * G_{k,i}$	$\psi_{1,1} * Q_{k,1}$	$\sum \psi_{2,i} * Q_{k,i}$	$A_d \}$	Schleuse/Wehr bei extremen Wasserstände, Bauwerke unter Schiffsanprall, für Erdbeben modifiziert
Beispiele für Einwirkungen	Eigengewicht, Wasserdruck, Erddruck, langzeitige Temperatur	Verkehrslasten, Eisdruck, Wind, kurzzeitige Temperatur, Revisionslast	wie in Spalte links nebenstehend	Anpralllast, extreme Wasserstände, gesunkenes Schiff, Erdbeben	

Tabelle 1.2: Bemessungssituationen für Tragfähigkeitsnachweise für massive Wasserbauwerke, mit Beispielen

zwischen Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen aufgehoben. Die Berücksichtigung von Sicherheitsklassen hat nach [ZTV-W 215; 2004] im Zusammenhang mit massiven Wasserbauwerken keine Bedeutung. Für geotechnische Nachweise (Nachweise der Lagesicherheit und Bruch des stützenden Bauwerks) bei massiven Bauwerken werden die so genannten „Lastfälle“ nach [DIN 1054; 2005] direkt, also ohne Berücksichtigung der Sicherheitsklassen, aus den Einwirkungskombination gebildet und folglich die einschlägigen Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt; sie entsprechen damit wieder den vorgenannten Bemessungssituationen.

Für Nachweise bei der Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund erscheint es sinnvoll, wegen der in [DIN 1054; 2005] verankerten Nachweise mit charakteristischen Werten die Schnittgrößen aus dem Bauwerk „charakteristisch“ in die Interaktionsebene zu führen und erst dort bei linear-elastischen Berechnungen die Überlagerung mit Teilsicherheitsbeiwerten vorzunehmen.

2 Expositionsklassen von Wasserbauwerken

2.1. Expositionsklassensystematik

2.1.1 Allgemeines

Mit der neuen Normengeneration für den Massivbau [DIN EN 206-1, 2001], [DIN 1045-2, 2001] soll der Bedeutung der Dauerhaftigkeit für Nutzungsdauer und Wirtschaftlichkeit von Bauwerken und Bauteilen aus Beton mehr als bislang Rechnung getragen werden. Vor diesem Hintergrund werden in den genannten Regelwerken Expositionsklassen definiert, mit denen die auf das Bauteil einwirkenden Umgebungsbedingungen beschrieben werden können. Diese Expositionsklassen sind Basis für verschiedene dauerhaftigkeitsrelevante Festlegungen beispielsweise hinsichtlich Betondeckung, Betonausgangsstoffen, Betonzusammensetzung oder Nachbehandlung.

Unterschieden wird grundsätzlich in Expositionsklassengruppen, die zu einem Angriff auf die Bewehrung (Bewehrungskorrosion) und solche, die zu einem Angriff auf den Beton selbst (Betonkorrosion) führen (siehe Tabelle 2.1). Innerhalb der einzelnen Expositionsklassen wird die Intensität des Angriffs durch Zahlen von 1 bis 3 bzw. von 1 bis 4 definiert. Hierbei gilt prinzipiell: Je höher die Zahl, desto intensiver der Angriff.

Bewehrungskorrosion		Betonkorrosion	
XC1 - XC4	Carbonatisierung	XF1 - XF4	Frost mit / ohne Taumittel
XD1 - XD3	Chloride (außer Meerwasser)	XA1 - XA3	Chemischer Angriff
XS1 - XS3	Chloride aus Meerwasser	XM1 - XM3	Verschleißbeanspruchung
X0 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko			

Tabelle 2.1: Expositionsklassen

In [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 1, werden die einzelnen Expositionsklassen detailliert beschrieben und Bauteilbeispiele zugeordnet. In der [ZTV-W, 215, 2004] findet sich eine vergleichbare Tabelle 2.1 mit Zuordnung wasserbauspezifischer Beispiele (siehe Anlage 1).

Je nach Beanspruchung kann ein Bauteil nur einer oder einer Kombination aus mehreren Expositionsklassen unterliegen.

Die dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen, denen eine Bauteiloberfläche unterliegt, sollen durch die Wahl der Expositionsklassen **möglichst realitätsnah** abgebildet werden.

Gerade bei den zumeist massigen Bauteilen von Wasserbauwerken gilt es, bei der Wahl von Betonausgangsstoffen und Betonzusammensetzung einen optimalen Kompromiss zwischen der über die Expositionsklassen gesteuerten Dauerhaftigkeit der Betonsubstanz an

sich auf der einen Seite und der Minimierung dauerhaftigkeitskritischer Risse bzw. Rissbreiten infolge Zwang aus Hydratationswärme auf der anderen Seite zu finden. Die entsprechenden Anforderungen beispielsweise an Zementart, Zementgehalt oder Wasser/Bindemittelwert sind teilweise konträr. Unangemessen hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit des Betons infolge Wahl einer zu „scharfen“ Expositionsklasse (z. B. XF3 statt XF1) können diese Kompromissfindung erheblich erschweren und letztendlich sogar kontraproduktiv sein („dauerhafter Beton zwischen einer Vielzahl von Rissen“) oder führen zu einem unverhältnismäßig hohen Grad an rissbreitenbegrenzender Bewehrung.

Verantwortlich für die sachgerechte Festlegung der Expositionsklassen ist der Bauherr bzw. Auftraggeber einer Baumaßnahme, ihm wird damit im Dauerhaftigkeitskonzept gemäß neuer Normung eine zentrale Rolle zugewiesen.

Beachtet werden sollte, dass die Wahrscheinlichkeit einer angemessenen, zielsicheren Zuordnung von Expositionsklassen trotz aller publizierten Beispielsammlungen in engem Zusammenhang mit dem Vorhandensein zumindest elementarer Kenntnisse über die zu Grunde liegenden Schadensmechanismen steht. Literatur zur Expositionsklassenproblematik und zu den mit bestimmten Beanspruchungen (Expositionen) einhergehenden (Schadens)Mechanismen ist mittlerweile in großem Umfang verfügbar (siehe beispielsweise [DAfStb, Heft 526], [DBV 2003]); auf eine detaillierte Erörterung wird deshalb im Rahmen dieses Beitrages verzichtet. Nachfolgende Grundsätze sollten bei der Expositionsklassenzuordnung aber in jedem Fall berücksichtigt werden.

2.1.2 Bewehrungskorrosion

Bewehrungskorrosion ist nur möglich, wenn die durch das alkalische Milieu des Betons hervorgerufene Passivschicht auf der Bewehrungsfläche zuvor zerstört worden ist. Dies kann geschehen durch

- **Carbonatisierung** des Betons bis hin zur Bewehrung (Expositionsklassen XC)
- **Chlorideintrag** in den Beton bis hin zur Bewehrung (Expositionsklassen XD).

Der Carbonatisierungsfortschritt ist abhängig vom Zutritt von Kohlendioxid in den Beton (hohe Carbonatisierungsraten in trockenem Beton, minimale bzw. keine Carbonatisierung bei hohen Sättigungsgraden der Poren im Zementstein).

Der Chlorideintrag in den Beton erfolgt entweder durch Diffusion in den wassergefüllten Poren oder durch kapillares Saugen bei Beaufschlagung von Betonen mit geringen Sättigungsgraden mit chloridhaltigen Wässern („Huckepacktransport“), wobei der letztgenannte Transportmechanismus zu erheblich höheren Chloridanreicherungen in wesentlich kürzeren Zeiträumen führen kann als der erstgenannte.

Bewehrungskorrosion (anodische Teilreaktion mit Eisenauflösung) kann aber auch nach einer Depassivierung der Bewehrung nur auftreten, wenn **gleichzeitig**

- die Ausbildung eines **Elektrolyten** (Voraussetzung: entsprechender Feuchtigkeitsgehalt im Beton im Bereich der Bewehrung)

und

- die **kathodische Teilreaktion** (Voraussetzung: Zutritt von Sauerstoff durch die Poren des Zementsteins bis an die Bewehrung; kann durch hohe Sättigungsgrade unterbunden werden)

möglich sind.

2.1.3 Betonkorrosion

Frostbeanspruchung

Die Intensität eines Frostangriffs auf Beton ist abhängig von der Intensität der Temperaturbeanspruchung (Minimaltemperatur, Temperaturdifferenzen, Anzahl der atmosphärisch, betriebs- oder gezeitenbedingten Frost-Tau-Wechsel), dem Sättigungsgrad der Poren im Zementstein des Betons und der Art des anstehenden Mediums (Süß- oder Meerwasser, taumittelhaltige Wässer). Hinsichtlich des Sättigungsgrades geht man allgemein davon aus, dass sich bei freibewitterten, horizontalen oder näherungsweise horizontalen Flächen infolge Beaufschlagung mit Regen, Schnee bzw. Schneematsch temporär hohe Sättigungsgrade im oberflächennahen Beton einstellen können (XF3, XF4). Bei eher vertikal orientierte Flächen werden sich hingegen infolge freier Bewitterung nur mäßige Sättigungsgrade einstellen (XF1, XF2). Bei vertikalen Flächen mit direkter Wasserbeaufschlagung, wie beispielsweise bei Wasserbauwerken im Bereich der Wasserwechselzone, ist hingegen ebenfalls vom Eintreten hoher Sättigungsgrade auszugehen. Substanzielle frostbedingte Schäden treten nur in Verbindung mit hohen Sättigungsgraden auf. Hinweise zur frostrelevanten Temperaturbeanspruchung von Wasserbauwerken finden sich in [Westendarp, A.; Schulze, M., 2000], umfassende Informationen zur Frostbeanspruchung von Beton sind in [DAfStb, Heft 560] zusammengestellt.

Chemischer Angriff

Die Einstufung von Bauteilflächen im Hinblick auf einen chemischen Angriff erfolgt auf Basis der in [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2, festgelegten Grenzwerte für bestimmte Merkmale von Böden und Grundwasser. Beim Grundwasser geht man in [DIN 1045-2, 2001] hinsichtlich der Fließgeschwindigkeit (die für bestimmte Austauschreaktionen von Relevanz ist) von näherungsweise hydrostatischen Bedingungen aus. Bauteilflächen, die mit Meerwasser in Berührung kommen, sind (mindestens) der Expositionsklasse XA2 zuzuordnen. Weitergehende Informationen hinsichtlich Vorkommen und Wirkungsweise von chemisch angreifenden Böden und Grundwasser finden sich in [DIN 4030-1, 1991].

Verschleiß

Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung ist eine ausschließlich national geregelte Exposition (nur in [DIN 1045-2, 2001], nicht in [DIN EN 206-1, 2001]), die geschaffen wurde, um den „Beton mit hohem Verschleißwiderstand“ gemäß bisheriger Fassung der DIN 1045 auch künftig berücksichtigen zu können. Leider werden bei der Definition der Expositionsklassen XM1 bis XM3 in [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 1, die unterschiedlichen Arten der Verschleißbeanspruchung (z. B. schleifend/gleitend bzw. schlagend/stoßend) nur unzureichend berücksichtigt. Bei Wasserbauwerken können Verschleißbeanspruchungen vor allem resultieren aus

- Güterumschlag, Verkehr (insbesondere bei Oberseiten von Kaje)
- Schiffsanfahrt, Eisgang (z. B. bei Schleusenkammerwänden)
- Geschiebetransport (insbesondere bei Wehrrücken, Tosbecken).

Die Intensität der Verschleißbeanspruchung durch geschleibeführende Wässer (Hydroabrasionsverschleiß) ist insbesondere abhängig von der Strömungsgeschwindigkeit des Wassers und der Geschleibefracht (Verhältnis Abrasivgut/Wasser). In der [ZTV-W 215, 2004], Tabelle 2.1, wird u. a. anhand dieser Kriterien eine Zuordnung zu den Expositionsklassen XM1 bis XM3 vorgenommen. Die Verschleißbeanspruchung der Sohlen von Schleusenammern in Fließgewässern oder der Sohl- und Wandflächen von Umläufen in Schleusenanlagen erfahren i. d. R. nur vergleichsweise geringe Verschleißbeanspruchungen, eine Zuordnung zu einer Klasse XM ist hier zumeist nicht gerechtfertigt. Schleusenammernwände sollten in den Bereichen, in denen Schiffsanfahrt möglich ist, der Expositionsklasse XM1 zugeordnet werden. Bei Wehrrücken und Tosbecken im Bereich von Bundeswasserstraßen ist zumeist eine Zuordnung zu XM2 angemessen, während die Expositionsklasse XM3 beispielsweise bei Bauteilen im Bereich von Gebirgsbächen angemessen sein kann.

Weitergehende Informationen zum Thema „Verschleiß“ und hier insbesondere zum Thema „Hydroabrasionsverschleiß“ finden sich u. a. in [DAfStb, Heft 511].

2.2 Wasserbauspezifische Bauwerksbeispiele

2.2.1 Allgemeine Hinweise zur Expositionsclassenfestlegung

Erster Schritt bei der Festlegung der für ein Bauwerk oder Bauteil relevanten Expositionsclassen ist die Identifizierung und sinnvolle Zusammenfassung von Bauteil- bzw. Bauwerksoberflächen mit gleichem oder sehr ähnlichem Beanspruchungsspektrum (siehe z. B. Bild 2.1, Farbmarkierungen). Anschließend wird diesen Flächen das jeweils maßgebende Expositionsclassenspektrum zugeordnet wird. Dabei kann es insbesondere zu Anfang hilfreich sein, die Expositionsclassengruppen gemäß Tabelle 2.1 systematisch auf Relevanz hin zu überprüfen.

Bei der Festlegung der Expositionsclassen sind die während der Nutzungsdauer des Bauwerkes überwiegend anstehenden Beanspruchungen zu Grunde zu legen. Die Oberseite der Sohle einer Schleusenkammer kann beispielsweise während der Bauzeit oder während mehrwöchiger Trockenlegungsphasen in der Nutzungsphase des Bauwerks durchaus eine Frostbeanspruchung (XF3) erfahren. Da Häufigkeit und Einwirkungszeit dieser Beanspruchung aber nur sehr begrenzt ist, sollte auf die Zuordnung einer XF-Expositionsclassenklasse verzichtet werden.

Die in nachfolgenden Bauwerksbeispielen teilweise vorgenommene Festlegung von Bereichen mit bestimmten Expositionsclassen auf Grund von Wasserständen (NNW, MHW etc.) können nur exemplarischen Charakter haben. Bei der Festlegung von Expositionsclassen ist jedes zu bewertende Bauwerk kritisch dahingehend zu überprüfen, wie oft und mit welcher Dauer bestimmte Wasserstände und daraus resultierende Beanspruchungen tatsächlich auftreten können.

Nachfolgend soll am Beispiel typischer Wasserbauwerke des Binnen- und des Küstenbereiches die Auswahl angemessener Expositionsclassen erörtert werden.

2.2.2 Schleuse im Binnenbereich

Bild 2.1 zeigt die Prinzipskizze einer Schleuse im Binnenbereich, die Oberflächen mit vergleichbarem Expositionsclassenspektrum sind durch farbliche Markierungen zusammengefasst und durchnummeriert worden.

In Tabelle 2.2 finden sich die für die einzelnen Flächen relevanten Expositionsclassen. Die wesentlichen As-

pekte für die Zuordnung der Expositionsclassen werden nachfolgend erörtert.

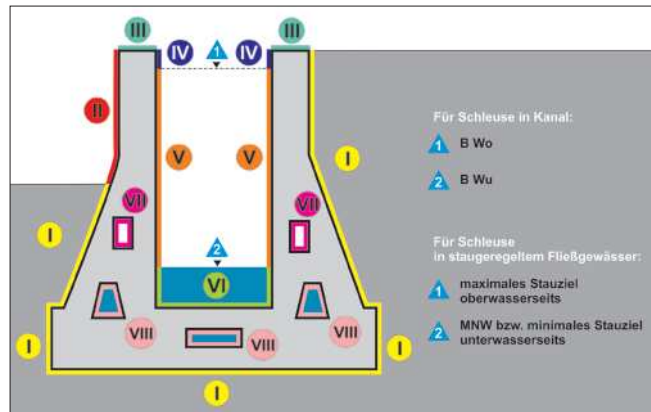


Bild 2.1: Schleuse im Binnenbereich (Beispiel)

Expositions- klasse	Flächen							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
XC	2	4	4	4	2	1	3	1
XD	-	-	3	-	-	-	-	-
XS	-	-	-	-	-	-	-	-
XF	-	1	4	1	3	-	-	-
XA	?) ¹⁾	-	-	-	?) ¹⁾	?) ¹⁾	-	?) ¹⁾
XM	-	-	-	1	1	-	-	-

¹⁾ Bewertung anstehender Böden und Wasser auf Basis von [DIN 1045-2; 2001], Tab. 2.
Ggf. Zuordnung zu einer Expositionsclassenklasse XA

Tabelle 2.2: Expositionsclassenzuordnung für eine Schleuse im Binnenbereich (Regelfall)

Flächen I:

XC: Die Flächen I erfahren durch den anstehenden Boden hindurch nur einen eingeschränkten Zutritt von Kohlendioxid. Zudem sind die Poren des Betons auch im bauteiloberflächennahen Bereich weitgehend mit Wasser gefüllt, wodurch das Eindringen von Kohlendioxid erschwert wird. Unterhalb des Grundwasserstandes ist eine Zuordnung zu XC1 angemessen (wobei sich XC1 und XC2 in erster Linie in den Anforderungen an die Betondeckung, nicht aber an die Betonzusammensetzung unterscheiden).

XD: Ein Chlordintrag in den Beton ist allenfalls im oberen Bereich der Kammerwände durch taumittelhaltige, von der Schleusenkammerplattform abfließende Wasser möglich. Chlordinduzierte Bewehrungskorrosion dürfte aber auch für den Fall der Depassivierung der Bewehrung durch Chloride wegen des erschwerten Sauerstoffzutritts an die Bewehrung durch die wassergefüllten Poren hindurch kaum auftreten.

XF: Von den beiden Voraussetzungen für einen schädigenden Frostangriff (hinreichender Sättigungsgrad des Betons, frostkritische Temperaturen) ist die erste möglicherweise, die zweite hingegen nicht erfüllt.

XA: Zur Beantwortung der Frage, inwieweit der Beton durch den anstehenden Boden oder das Grundwasser durch einen chemischen Angriff beansprucht wird, ist eine entsprechende Analyse und Bewertung gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2, durchzuführen.

XM: Die Flächen I erfahren keine nennenswerte mechanische Beanspruchung.

Flächen II:

XC: Die Flächen entsprechen frei bewitterten Außenbauteilen (XC4). Die Zuordnung von Außenbauteilen zu dieser stärksten XC-Klasse resultiert aus den über das Jahr hinweg temporär begünstigenden Randbedingungen für bestimmte Effekte: Im Sommer sind die Poren des oberflächennahen Betons oftmals weitestgehend ausgetrocknet, Kohlendioxid kann ohne große Behinderung eindringen, der Carbonatisierungsfortschritt ist hoch. Im Laufe der Zeit kann die Carbonatisierungsfrost die Bewehrung erreichen und dort zur Zerstörung der Passivschicht führen. Im Anschluss hieran wird es immer wieder Phasen geben, in denen der Sauerstoffzutritt durch die Porenstruktur des Betons an die Bewehrung möglich ist, in denen aber gleichzeitig noch ein hinreichender Feuchtigkeitsgehalt im Beton zur Ausbildung eines korrosionsnotwendigen Elektrolyten vorhanden ist (anders als beispielsweise in dauernd trockenen Innenräumen, wo trotz großen Carbonatisierungstiefen das Korrosionsrisiko gering ist).

XD: Siehe Flächen I.

XF: Die für einen schädigenden Frostangriff erforderliche Temperaturbeanspruchung wird sicherlich im Winter häufiger gegeben sein, an vertikalen Flächen ist aber die Ausbildung eines hohen Sättigungsgrades alleine durch Bewitterung nicht möglich. Deshalb erfolgt hier, anders als bei horizontalen Flächen, auf denen sich Wasser sammeln kann, eine Zuordnung zu XF1 und nicht zu XF3.

XA: Hier nicht gegeben.

XM: Analog Flächen I.

Flächen III:

XC: Analog Flächen II.

XD: Flächen von Verkehrswasserbauwerken mit Personenverkehr, wie Schleusenkammerplattformen oder Treppen, werden im Winter mit Taumitteln abgestreut. Der Taumittelsatz kann erfahrungsgemäß auch durch entsprechende Verbote für die gesamte Nutzungsdauer nicht zielsicher unterbunden werden. Derartige Flächen werden deshalb in [ZTV-W 215, 2004] der Expositionsklasse XD3 zugeordnet, auch wenn die Chloridbeanspruchung möglicherweise etwas weniger

intensiv ist als beispielsweise bei Teilen von Brücken mit häufiger Spritzwasserbeanspruchung, die gemäß [DIN 1045-2, 2001] ebenfalls in diese Expositionsklasse fallen.

XF: Bei frei bewitterten, horizontalen oder zumindest annähernd horizontalen Flächen geht man immer davon aus, dass in Verbindung mit entsprechender Temperatureinwirkung im Winter hohe Sättigungsgrade im oberflächennahen Betonbereich und damit eine intensive Frostbeanspruchung auftreten können. Frei bewitterten horizontalen Bauteilflächen wird deshalb immer die Expositionsklasse XF3 bzw. bei Taumittelsatz, wie im vorliegenden Fall, die Expositionsklasse XF4 zugeordnet. Dies gilt auch, wenn die unter Entwässerungsgesichtspunkten üblichen Gefälle von 1,5 % realisiert werden, weil sich hier dennoch beispielsweise Schnee oder Schneematsch ansammeln und entsprechend hohe Sättigungsgrade im Beton einstellen können.

XA: Die Flächen III erfahren im Normalfall keinen chemischen Angriff.

XM: Bei Schleusenkammerplattformen ist Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung nur dann zu berücksichtigen, wenn diese häufig wiederkehrende Beanspruchungen durch Fahrzeuge erfahren. Dies ist bei Schleusenkammerplattformen in der Regel nicht der Fall.

Flächen IV:

Für die Flächen IV ist prinzipiell das gleiche Expositionsklassenspektrum maßgeblich wie bei den Flächen II. Zusätzlich ist eine mechanische Beanspruchung der Flächen durch Schiffsanfahrt bzw. -reibung zu berücksichtigen (Expositionsklasse XM1 gemäß [ZTV-W 215, 2004]).

Flächen V:

XC: Die Schleusenkammerwände werden betriebsbedingt wechselweise mit Wasser beaufschlagt bzw. frei bewittert. Die Zeiträume, in denen der Kammerwasserstand auf Unterwasser steht, reichen erfahrungsgemäß nicht aus, um die Poren im oberflächennahen Bereich soweit auszutrocknen, das Kohlendioxid vergleichbar schnell wie bei einer frei bewitterten, längere Zeit aber nicht mit Regen beaufschlagten Fläche eindringen kann. Die an Schleusenkammerwänden auch nach vielen Jahrzehnten gefundenen geringen Carbonatisierungstiefen von nur wenigen Millimetern bestätigen diese Aussage. Schleusenkammerwänden zwischen Unter- und Oberwasserstand wird deshalb nicht die Expositionsklasse XC4, sondern XC2 zugeordnet.

XD: Hier nicht gegeben.

XF: Bei Schleusenkammerwänden geht man für die Flächen zwischen Unter- und Oberwasserstand davon aus, dass durch das temporär anstehende Wasser in Verbindung mit frostkritischen Temperaturen ein Frostangriff in Verbindung mit hohem Wassersättigungsgrad auftreten kann. Trotz ihrer vertikalen Orientierung sind diese Flächen deshalb nicht der Expositionsklasse XF1 (wie bei den Flächen IV), sondern der Expositionsklasse XF3 zuzuordnen. Die Beanspruchungsintensität ist bei Bauwerken wie Schleusen, bei denen die Anzahl der Frost-Tau-Wechsel nicht alleine auf Änderungen der Lufttemperatur oder der Sonneneinstrahlung, sondern insbesondere auf betriebsbedingte Wasserstandsänderungen zurückzuführen ist, ungleich höher als bei Bauwerken in den meisten anderen Baubereichen.

XA: Zur Beantwortung der Frage, inwieweit der Beton durch das anstehende Kanal- bzw. Flusswasser durch einen chemischen Angriff beansprucht wird, ist eine entsprechende Analyse und Bewertung gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2, durchzuführen.

XM: Wie bei den Flächen IV ist davon auszugehen, dass durch den Schifffahrtsbetrieb mechanische Beanspruchungen (Reibung, Anfahrt) auftreten, die im Normalfall eine Zuordnung der Flächen III in die Expositionsklasse XM1 erforderlich machen.

Flächen VI:

XC: Die Flächen VI befinden sich, von der Bauzeit und temporären Trockenlegungen während der Nutzungsphase des Bauwerkes einmal abgesehen, ständig unter Wasser. Der Zutritt von Kohlendioxid (Voraussetzung für die Carbonatisierung und damit letztendlich die Zerstörung der Passivschicht der Bewehrung) und Sauerstoff (Voraussetzung für die kathodische Teilreaktion) durch die weitestgehend wassergefüllten Poren des Zementsteins hindurch ist kaum möglich. Eine carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion kann deshalb weitestgehend ausgeschlossen werden, die Flächen sind der Expositionsklasse XC1 zuzuordnen.

XD, XF: Hier nicht gegeben.

XA: Analog Flächen V.

XM: Eine mechanische Beanspruchung durch Schifffahrt ist hier allenfalls im Übergangsbereich zu den Flächen V gegeben (Definition „Übergangsbereiche“ s. Abschnitt 2.3). Bei Schleusen in Flüssen, die für die Schifffahrt freigegeben sind, geht man im Regelfall davon aus, dass die Beanspruchung durch Geschiebetransport eine Einstufung der Oberfläche der Schleusenkammer- und Sohle in eine Expositionsklasse XM nicht rechtfertigt. Dies gilt auch für Schleusen, die temporär

zur Unterstützung des Abflusses herangezogen werden.

Flächen VII:

XC: Nicht frei bewitterte Flächen, zu denen die Außenluft Zugang hat bzw. an denen eine Luftfeuchtigkeit vorherrscht, welche die Ausbildung eines Elektrolyten im Beton ermöglicht, werden der Expositionsklasse XC3 zugeordnet. Dazu gehören auch nicht beheizte Innenräume, wie beispielsweise Kontrollgänge in Schleusenanlagen. Beheizte Innenräume innerhalb der Schleuse, deren Raumklima dem von normalen Büro- oder Wohnräumen entspricht, können hingegen der Expositionsklasse XC1 zugeordnet werden. Hier ist Bewehrungskorrosion auch für den häufig eintretenden Fall, dass bereits eine Depassivierung der Bewehrung infolge Carbonatisierung stattgefunden hat, nicht zu erwarten, weil ein hinreichender Feuchtigkeitsgehalt im Beton in Höhe der Bewehrung nicht gegeben und damit die Ausbildung eines Elektrolyten nicht möglich ist.

XD, XF, XA, XM: Hier nicht gegeben.

Flächen VIII:

XC: Den zum Füllsystem von Schleusenanlagen gehörenden Oberflächen (Längskanäle, Grundlauf etc.) wird analog zu den Flächen VI die Expositionsklasse XC1 zugeordnet.

XD, XF: Hier nicht gegeben.

XA: Analog Flächen V.

XM: Mechanische Beanspruchungen aus Eisgang oder Geschiebetransport sind im Bereich des Füllsystems im Regelfall nicht so ausgeprägt, dass eine Zuordnung zu einer entsprechenden Expositionsklassen XM erforderlich wäre.

2.2.3 Wehranlage im Binnenbereich

In Bild 2.2 ist eine Wehranlage im Bereich eines Fließgewässers im Binnenbereich skizziert. Die zugehörigen Expositionsklassen sind in Tabelle 2.3 zusammengestellt.

Flächen PI:

XC: Ständig unter Wasser (→ XC1).

XD, XF: Hier nicht gegeben.

XA: Analyse und Bewertung der anstehenden Böden und Wässer gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2. Ggf. Zuordnung zu entsprechender XA-Klasse.

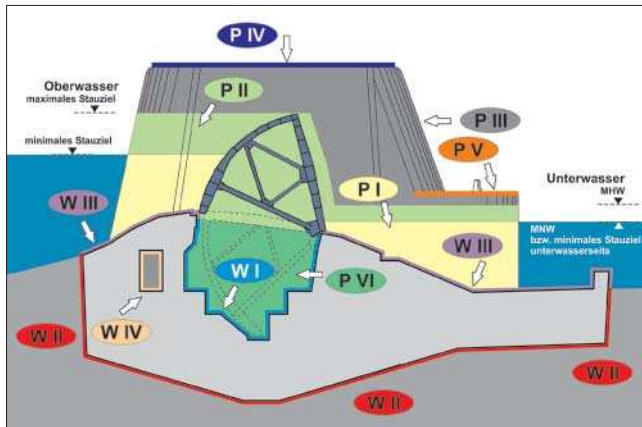


Bild 2.2: Wehranlage im Binnenbereich

Expositions- klasse	Flächen									
	PI	P II	P III	P IV	P V	P VI	W I	W II	W III	W IV
XC	1	4	4	4	4	1	1	1	1	3
XD	-	-	-	3	3	-	-	-	-	-
XS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
XF	-	1	1	4	4	-	-	-	-	-
XA	?)	?)	-	-	-	?)	?)	?)	?)	-
XM	1	1	-	-	-	-	-	-	2	-

1) Bewertung anstehender Böden und Wasser auf Basis von [DIN 1045-2; 2001], Tab. 2.
Ggf. Zuordnung zu einer Expositionsklasse XA

Tabelle 2.3: Expositionsklassen für Wehranlage im Binnenbereich

XM: Angesichts der im Wehrbereich höheren Strömungsgeschwindigkeiten und der konzentrierteren Beaufschlagung mit Treibgut (im oberen Bereich der Flächen P1) als beispielsweise bei einer Uferwand ist eine Einstufung in die Expositionsklasse XM1 angemessen.

Flächen PII:

XC: Der Beton kann je nach Wasserstandsverhältnissen beim konkreten Bauwerk zumindest temporär soweit austrocknen, dass annähernd Carbonatisierungsfortschritte wie bei üblichen Außenbauteilen zu unterstellen sind (→ XC4).

XD: Hier nicht gegeben.

XF: Trotz vertikaler Orientierung der Flächen sind frostkritische Temperaturen in Verbindung mit hohen Sättigungsgraden möglich (→ XF3).

XA: Analog Flächen PI.

XM: Analog Flächen PI.

Flächen PIII:

XC: Die Beanspruchungen der Flächen PIII entspricht der frei bewitterter Außenbauteile (→ XC4).

XD: Hier nicht gegeben.

XF: Hier handelt es sich analog zu den Flächen II aus dem Beispiel „Schleuse“ um frei bewitterte, vertikale Flächen von Außenbauteilen (→ XF1).

XA, XM: Hier nicht gegeben.

Flächen PIV, PV:

Die horizontalen Plattformen der Wehrpfeiler erfahren, sofern sie begehrbar sind, im Regelfall vergleichbare Beanspruchungen wie die Schleusenammerplattformen (Flächen III im Beispiel „Schleuse“). Für nicht begehrbare horizontale Flächen ist die Beanspruchung durch Chloride aus Taumitteln i. d. R. geringer (Sprühnebelbereich?) bzw. entfällt ganz. Entsprechend reduziert sich ggf. die Frostbeanspruchung von XF4 auf XF3.

Flächen PVI:

XC: Ständig unter Wasser (→ XC1).

XD, XF: Hier nicht gegeben.

XA: Analyse und Bewertung des Wassers gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2. Ggf. Zuordnung zu entsprechender XA-Klasse.

XM: Wenn nennenswerte Beanspruchungen durch Geschiebe, Treibgut etc. ausgeschlossen werden kann, ist die Zuordnung einer XM-Klasse nicht erforderlich, andernfalls ist eine Zuordnung zu XM1 vorzunehmen.

Flächen WI:

Analog Flächen PVI.

Flächen WII:

XC: Ständig unter Wasser (→ XC1).

XD, XF: Hier nicht gegeben.

XA: Analyse und Bewertung der anstehenden Böden und Wasser gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2. Ggf. Zuordnung zu entsprechender XA-Klasse.

XM: Hier nicht gegeben.

Flächen VIII:

XC: Ständig unter Wasser (→ XC1).

XD, XF: Hier nicht gegeben.

XA: Analyse und Bewertung der anstehenden Böden und Wässer gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2. Ggf. Zuordnung zu entsprechender XA-Klasse.

XM: Bei Wehrrücken und Tosbecken in Fließgewässern mit mäßiger Geschiebefracht und zumeist hohen Strömungsgeschwindigkeiten (wegen der Einengung des Abflussquerschnittes) ist gemäß [ZTV-W 215, 2004], Tabelle 2.1, eine Zuordnung zur Expositionsklasse XM2 vorzusehen.

Flächen WIV:

Expositionsklassen analog Flächen VII im Beispiel „Schleuse“.

2.2.4 Durchlass im Binnenbereich

In Bild 2.3 ist ein Durchlass mit integriertem Fußgänger- und Radweg dargestellt, wie er in ähnlicher Form zur Durchleitung eines Fließgewässers mit mäßiger Strömungsgeschwindigkeit und mäßiger Geschiebefracht unter einem Kanal im westdeutschen Kanalnetz realisiert worden ist.

Die zugehörigen Expositionsklassen sind in Tabelle 2.4 zusammengestellt und werden nachfolgend erörtert.

Flächen I:

XC: Carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion wegen Behinderung des Zutritts von Kohlendioxid (Carbonatisierung; Depassivierung der Bewehrung) und Sauerstoff (Unterbindung der kathodischen Teilreaktion) durch die wassergefüllten Poren des Zementsteins hindurch kaum möglich (→ XC1).

XD, XF: Hier nicht gegeben.

XA: Zur Beantwortung der Frage, inwieweit der Beton durch das anstehende Flusswasser durch einen chemischen Angriff beansprucht wird, ist eine entsprechende Analyse und Bewertung gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2, durchzuführen.

XM: Bei mäßiger Fließgeschwindigkeit und mäßiger Geschiebefracht, wie sie für Flüsse in Deutschland außerhalb alpiner Regionen im Regelfall gegeben sind, ist eine Zuordnung zur Expositionsklasse XM1 angemessen.

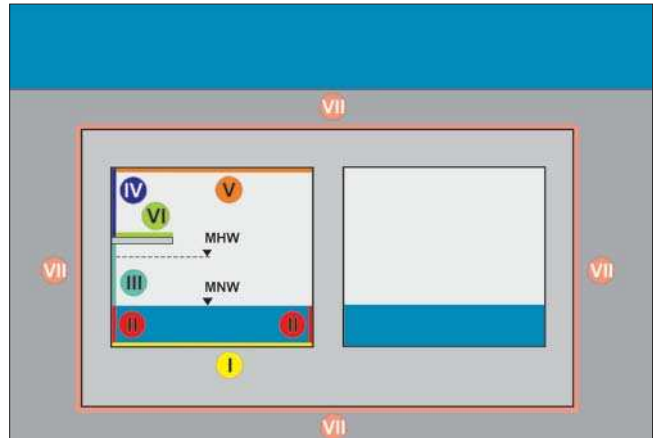


Bild 2.3: Durchlass Fließgewässer unter einem Kanal

Expositionsklasse	Flächen						
	I	II	III	IV ²⁾	V	VI ²⁾	VII
XC	1	1	4	3(4)	3(4)	3(4)	1/2
XD	-	-	-	-	-	-	-
XS	-	-	-	-	-	-	-
XF	-	-	3	1	1	1(3)	-
XA	? ¹⁾	? ¹⁾	? ¹⁾	-	-	-	? ¹⁾
XM	1	-	-	-	-	-	-

¹⁾ Bewertung anstehender Böden und Wässer auf Basis von [DIN 1045-2; 2001], Tab. 2. Ggf. Zuordnung zu einer Expositionsklasse XA
²⁾ Sofern keine Taumittel auf dem Fuß- und Radweg eingesetzt werden.

Tabelle 2.4: Expositionsklassenzuordnung für Durchlass (Fließgewässer, geringe Strömungsgeschwindigkeit, mäßige Geschiebefracht)

Flächen II:

Die Expositionsklassenzuordnung entspricht derjenigen für die Flächen I. Die Flächen II erfahren allerdings keine mechanische Beanspruchung, die eine Einstufung in XM1 rechtfertigen würde.

Flächen III:

XC: Über die Höhe der Flächen II betrachtet werden sich die korrosionsrelevanten Randbedingungen unterschiedlich ausprägen. Je nach Abstand zum Wasserspiegel und Wasserstand sind im Bereich der Flächen 3 sowohl Phasen mit geringen Sättigungsgraden der Poren im Zementstein und damit höheren Carbonatisierungsraten als auch solche mit Sättigungsgraden, die zur Ausbildung eines Elektrolyten im Beton und zur Ausbildung der kathodischen Teilreaktion (Sauerstoffzutritt zur Bewehrung) optimal sind, zu erwarten. Aus diesen Gründen ist eine Zuordnung zur Expositionsklasse XC4 angemessen.

XD: Hier nicht gegeben.

XF: Im Bereich unmittelbar oberhalb des Wasserspiegels sind sowohl frostkritische Temperaturen als auch (trotz vertikaler Orientierung der Flächen) hohe Wassersättigungsgrade möglich (→ XF3).

XA: Siehe Flächen I.

XM: Eine mechanische Beanspruchung durch Schiffsverkehr ist nicht gegeben. Die Beanspruchung der Bauteilflächen durch Treibgut oder Eisschollen dürfte nicht so intensiv sein, dass eine Einstufung in XM1 gerechtfertigt wäre.

Flächen IV:

XC: Die Außenluft hat zu diesen Flächen ständig Zutritt, eine direkte Beaufschlagung durch Regen erfolgt aber nicht. Derartige Flächen weisen normalerweise geringere Sättigungsgrade und damit einen rascheren Carbonatisierungsfortschritt auf als frei bewitterte Außenbauteile. Andererseits beeinträchtigt der geringere Sättigungsgrad aber auch die Ausbildung eines Elektrolyten. Deshalb erfolgt zumeist eine Einstufung nach XC3. Im vorliegenden Fall wäre allerdings angesichts der zu erwartenden Kondenswasserbildung auf den Flächen auch eine Einstufung nach XC4 vertretbar.

XD: Hier nicht gegeben.

XF: Auf Grund des unter Frostaspekten geringen möglichen Sättigungsgrades ist selbst bei Eintritt frostkritischer Temperaturbeanspruchungen nur eine Einstufung in XF1 gerechtfertigt.

XA, XM: Hier nicht gegeben.

Flächen V:

Für die Flächen V gelten die Aspekte und Einstufungen der Flächen IV sinngemäß.

Flächen VI:

XC: Hinsichtlich carbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion gelten die Aussagen zu den Flächen IV sinngemäß (XC3 bzw. XC4).

XD: Sofern der Rad- und Gehweg im Winter gestreut wird, ist eine Zuordnung zu XD3 erforderlich.

XF: Die Einstufung ist abhängig von der Frage, ob Wasser in flüssiger Form auf die horizontalen Flächen gelangen kann. Sofern dies der Fall ist, wäre eine Einstufung in XF3 (bei Taumittelverwendung in XF4) erforderlich, andernfalls genügt die Einstufung in XF1 (bei Taumittelverwendung in XF2).

XA: Hier nicht gegeben.

XM: Fußgänger- und Radfahrverkehr erfordern keine Zuordnung zu einer XM-Klasse.

Flächen VII:

XC: Die Außenflächen des Durchlasses sind in Abhängigkeit vom Grundwasserstand in die Expositionsklassen XC1 oder XC2 einzuordnen.

XD, XF: Hier nicht gegeben.

XA: Analyse und Bewertung der anstehenden Böden und Wässer gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2. Ggf. Zuordnung zu entsprechender XA-Klasse.

XM: Hier nicht gegeben.

2.5 Kaje im Meerwasserbereich

Bauteile, die mit Meerwasser in Berührung kommen, sind gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 1, grundsätzlich der Expositionsklasse XA2 zuzuordnen. Die Frostbeanspruchung von Bauteilen im Meerwasserbereich dürfte nach derzeitigem Erkenntnisstand bei mäßiger Wassersättigung zwischen XF1 und XF2, bei hoher Wassersättigung zwischen XF3 und XF4 einzuordnen sein. Da eine entsprechend feine Differenzierung in [DIN EN 206-1, 2001] bzw. [DIN 1045-2, 2001] zurzeit nicht vorgesehen ist, werden frostbeanspruchte Bauteile im Meerwasserbereich je nach auftretendem Wassersättigungsgrad den Klassen XF2 bzw. XF4 zugeordnet. Vertiefende Untersuchungen zu dieser Thematik stehen noch aus.

Hinsichtlich Bewehrungskorrosion ist bei Bauteilen im Meerwasserbereich zu prüfen, inwieweit eine Zuordnung zur Expositionsklasse XS (Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride aus Meerwasser) erforderlich ist. Gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 1, und [ZTV-W 215, 2004], Tabelle 2.1, sind Außenbauteile in Küstennähe der Expositionsklasse XS1 zuzuordnen. Der Begriff „Küstennähe“ wird hier allerdings nicht näher definiert. In [DAfStb, Heft 526] wird eine Entfernung von bis zu 1 km von der Küste als Zuordnungskriterium für die Expositionsklasse XS1 genannt. Sofern keine genaueren Erkenntnisse zu den spezifischen Randbedingungen eines Standortes vorliegen, sollte dieses Kriterium für eine Zuordnung herangezogen werden.

Für die einzelnen Bauteiloberflächen der in Bild 2.4 dargestellten Kaje ergeben sich im Regelfall die in Tabelle 2.5 aufgeführten Expositionsklassen.

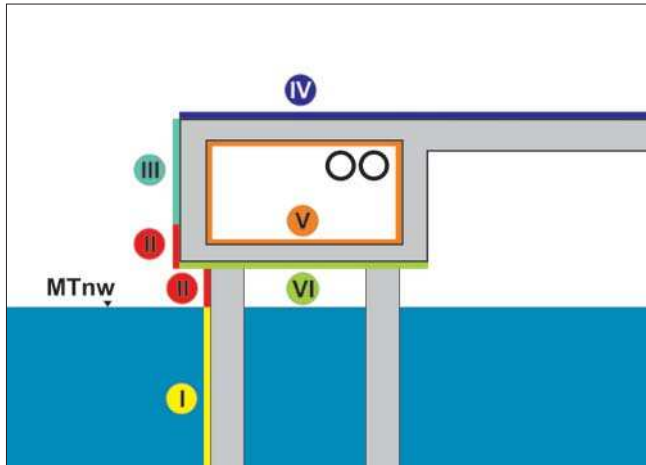


Bild 2.4: Kaje im Meerwasserbereich (Beispiel)

Expositions- klasse	Flächen					
	I	II	III	IV	V	VI ⁽²⁾
XC	1	2	4	4	3 (4)	2/4
XD	-	-	-	3	-	-
XS	2	3	3	3	1	3
XF	-	4	2	4	-	4/2
XA	2	2	(2)	(2)	-	2
XM	-	1	1	1 ⁽¹⁾	-	-

⁽¹⁾ Abhängig von Beanspruchung aus Verkehr, Güterumschlag etc.
⁽²⁾ Abhängig vom Abstand zwischen Wasseroberfläche und Bauteilunterseite

Tabelle 2.5: Expositionsklassenzuordnung für eine Kaje im Meerwasserbereich (Regelfall)

Flächen I: (unterhalb MTnw)

XC: Bei Betonflächen, die ständig unter Meerwasser liegen, können analog zu vergleichbaren Flächen im Süßwasserbereich Kohlendioxid und Sauerstoff durch die wassergefüllten Poren hindurch nur sehr eingeschränkt in den Beton eindringen (Expositionsklasse XC1).

XD: Hier nicht gegeben.

XS: Chloride aus dem Meerwasser können in den Beton eindringen, die Chloridgehalte in Höhe der Bewehrung sind nach entsprechender Beaufschlagungszeit so hoch, dass die Passivschicht auf dem Bewehrungsstahl gefährdet oder zerstört ist. Chloridinduzierte Bewehrungskorrosion tritt dennoch zumeist nicht oder allenfalls in geringem Umfang auf, weil der Zutritt von Sauerstoff an die Bewehrung durch die wassergefüllten Poren hindurch nicht möglich bzw. stark eingeschränkt ist (Verhinderung der kathodischen Teilreaktion). Bauteilflächen, die sich ständig unter Meerwasser befinden, werden deshalb pauschal der Expositionsklasse XS2 zugeordnet. Kritisch zu betrachten sind allerdings

Bauteilbereiche bis etwa 2 m unterhalb der Wasserwechselzone. Hier kann bewegtes, sauerstoffreicheres Wasser zu einer Begünstigung des Sauerstoffeintrags in den Beton führen. Auch ist es möglich, dass die Ausbildung der kathodischen Teilreaktion (Sauerstoffzutritt) in Bereichen oberhalb des Wasserspiegels erfolgt, während die anodische Teilreaktion (Eisenauflösung) unterhalb der Wasserlinie stattfindet.

XF: Hier nicht gegeben.

XA2: Wegen Meerwasser XA2.

XM: Nur bei nachweislich intensiver mechanischer Beanspruchung (beispielsweise durch Sandschliff) sollte eine Einordnung in die Expositionsklasse XM1 in Erwägung gezogen werden.

Flächen II: (oberhalb MTnw bis Ende Spritzbereich)

XC: Der Wassersättigungsgrad von Flächen innerhalb der sich gezeitenbedingt üblicherweise einstellenden Wasserwechselzone und des unmittelbar anschließenden Spritzbereiches ist während der meisten Zeit so hoch, dass Kohlendioxid nur in beschränktem Umfang in den Beton eindringen kann (→ XC2).

XD: Hier nicht gegeben.

XS: Der Chlordintrag erfolgt hier nicht allein durch Diffusion innerhalb der wassergefüllten Poren, sondern zumindest temporär auch durch kapillares Saugen, woraus erheblich höhere Chlordintragsraten resultieren. Zudem ist die Ausbildung der kathodischen Teilreaktion im oberen Bereich der Wasserwechselzone bzw. im unmittelbar anschließenden Spritzbereich auf Grund des zumindest temporär geringeren Sättigungsgrades möglich (→ XS3).

XF: Durch die gezeitenbedingten Wasserstandsänderungen ist auch an vertikalen Flächen innerhalb der Wasserwechselzone die Ausbildung hoher Sättigungsgrade möglich (→ XF4).

XA: Wegen Meerwasser XA2.

XM: Bei mechanischer Beanspruchung beispielsweise durch Eisgang oder Schiffsanfahrt ist eine Zuordnung zu XM1 angemessen.

Flächen III: (Sprühbereich)

XC: Die Randbedingungen für carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion entsprechen in etwa denen für ein frei bewittertes Außenbauteil (→ XC4).

XD: Hier nicht gegeben.

XS: Die direkte Beaufschlagung mit chloridhaltigen Wässern erfolgt hier zwar seltener als bei den Flächen 2 (überwiegend bei Hochwassersituationen), der Chlorideintrag findet aber dann vorrangig über kapillares Saugen mit entsprechend hohen Transportraten statt. Zudem erfolgt ein ständiger Chlorideintrag über die salzhaltige Luft. Die nach Zerstörung der Passivschicht der Bewehrung durch Chloride für Korrosionsprozesse erforderlichen Randbedingungen (Sauerstoffzutritt und Mindestfeuchtigkeitsgehalt zur Ausbildung eines Elektrolyten) sind im Bereich der Flächen 3 in optimaler Form gegeben (→ XS3).

XF: Im Bereich der (vertikalen) Flächen 3 wird sich in Verbindung mit frostkritischen Temperaturen im Regelfall nur ein mäßiger Sättigungsgrad, allerdings in Verbindung mit salzhaltigen Wässern, einstellen (→ XF2).

XA: Sofern sichergestellt ist, dass eine direkte Meerwasserbeaufschlagung hier nur selten erfolgt, kann auf eine Zuordnung zu XA2 verzichtet werden.

XM: Bei mechanischer Beanspruchung durch Eisgang ist eine Zuordnung zu XM1 angemessen.

Flächen IV: (Sprühbereich)

XC: Frei bewittertes Außenbauteil (→ XC4).

XD: Sofern der Einsatz von Taumitteln für die gesamte Nutzungsdauer nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden kann, ist eine Zuordnung zu XD3 erforderlich.

XS: Hier gelten prinzipiell die gleichen Überlegungen wie bei den Flächen III (→ XS3).

XF: Bei horizontalen bzw. nahezu horizontalen Flächen sind hohe Sättigungsgrade, im vorliegenden Fall in Verbindung mit Taumitteln und Meerwasser, möglich (→ XF4).

XA: Sofern sichergestellt ist, dass eine direkte Meerwasserbeaufschlagung hier nur sehr selten erfolgt, kann auf eine Zuordnung zu XA2 verzichtet werden.

XM: Je nach Beanspruchung beispielsweise durch Güterumschlag ist eine Zuordnung in die entsprechende XM-Kategorie gemäß [DIN 1045-2, 2001], Tabelle 2, erforderlich (im Regelfall XM1).

Flächen V: (Versorgungskanäle innerhalb des Kajenüberbaus)

XC: Planmäßig geht man davon aus, dass hier nur Außenluft ohne Niederschlag Zutritt hat (→ XC3). Erfahrungsgemäß wechseln sich in solchen Bauteilbereichen während der Nutzungsdauer aber Perioden mit geringer Luftfeuchtigkeit (insbesondere, wenn beispielsweise Heizrohre für anlegende Schiffe innerhalb der Kanäle verlaufen) mit Perioden hoher Luftfeuchtigkeit (z. B. wegen unplanmäßigem Zutritt von Wasser über Einstiegsluken etc.) ab. Oftmals folgen dadurch auf Zeiten mit hohen Carbonatisierungsraten solche mit korrosionsoptimalen Randbedingungen hinsichtlich Elektrolytausbildung und Sauerstoffzutritt. Falls solche Situationen nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden können, ist eine Zuordnung zu XC4 statt XC3 angemessener.

XD: Hier nicht gegeben.

XS: Chlorideintrag über salzhaltige Luft (→ XS1).

XF, XA, XM: Hier nicht gegeben.

Flächen VI:

Die Beanspruchungen und damit die Expositionsklassen entsprechen je nach Abstand zwischen Wasseroberfläche und Bauteilunterseite entweder denen der Flächen II oder III. Ausgenommen hiervon ist die mechanische Beanspruchung infolge Schiffsanfahrt, die an den Flächen VI nicht auftritt.

2.3 Zusammenfassung von Bauabschnitten mit gleichen Expositionsklassen

Nach Identifizierung von Bauwerks- bzw. Bauteiloberflächen mit ähnlicher Beanspruchung und Festlegung des zugehörigen Expositionsklassenspektrums gilt es nun festzulegen, welche Bauwerks- bzw. Bauteilbereiche mit welchem Beton realisiert werden sollen. In Bild 2.5 ist dies exemplarisch für das Schleusenbeispiel aus Abschnitt 2.2.2 umgesetzt worden.

Bei der Festlegung sind neben den Expositionsklassenspektren der entsprechenden Bauteilflächen und den daraus resultierenden Anforderungen an Betonausgangsstoffe und Betonzusammensetzung auch bauablauf- und bauausführungsspezifische Gesichtspunkte zu berücksichtigen. Eine zu feine Unterteilung und damit eine zu große Anzahl unterschiedlicher Betone ist weder unter wirtschaftlichen noch ausführungstechnischen Aspekten sinnvoll. Für das Schleusenbeispiel bietet sich, über den Querschnitt betrachtet, eine Aufteilung in drei Bereiche an (siehe Tabelle 2.6).

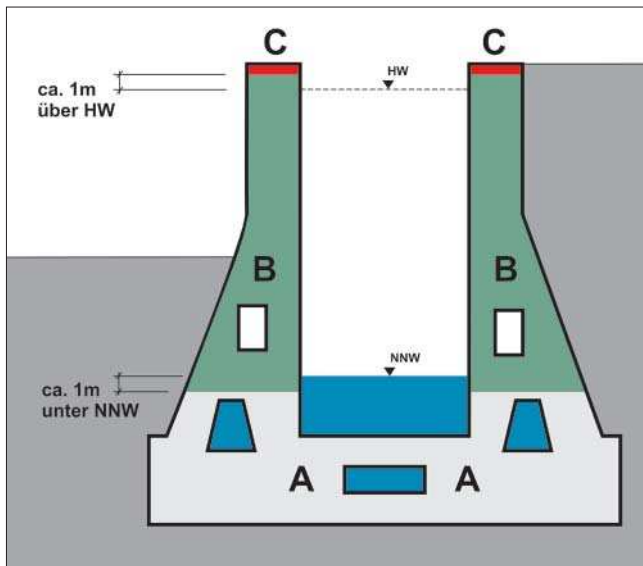


Bild 2.5: Betone für Schleusenbeispiel gemäß Abschnitt 2.2.2

Bereich	Beschreibung	Expositionsclassen
A	"Sohlbeton" bis maximal 1 m unterhalb Unterwasserstand	XC1, ggf. XA...
B	"Kammerwandbeton" von mindestens 1 m unterhalb UW bis mindestens 1 m oberhalb OW	XC4, XF3, XM1, ggf. XA...
C	"Planiebeton" (obere etwa 50 cm der Kammerwand)	XC4, XD3, XF4

Tabelle 2.6: Betone für Schleusenbeispiel gemäß Abschnitt 2.2.2

Bei der Bereichsfestlegung sind entsprechende **Übergangsbereiche** („Vorhaltemaße“) zu berücksichtigen: Im Bereich des Unterwasserstandes der Schleuse grenzen beispielsweise Flächen mit der Expositions-klasse XF3 (oberhalb Unterwasserstand) an Flächen ohne Frostbeanspruchung (unterhalb Unterwasserstand). Um Dauerhaftigkeitsprobleme im Übergangsbereich mit hinreichender Wahrscheinlichkeit auszuschließen, sollte der XF3-Beton gemäß [ZTV-W 215, 2004], Tabelle 2.1, bis mindestens 1 m unterhalb Unterwasserstand ausgeführt werden. Im Oberwasserbereich grenzen XF3-Flächen an XF1-Flächen (Freibord). Auch hier sollte der XF3-Beton bis mindestens 1 m über Oberwasserstand geführt werden. Bei üblichen Schleusenabmessungen grenzt der XF3-Beton damit direkt an den Planiebeton (für Zusammensetzung maßgebliche Expositionsclassen: XD3, XF4).

Vergleichbare Übergangsbereiche sind auch für alle anderen Bauwerksbereiche und Expositionssituationen festzulegen. Sofern in der [ZTV-W 215, 2004] hierzu keine Vorgaben getroffen werden, sind angemessene Größenordnungen zu wählen.

Die Festlegung der Bereiche mit gleichen Betonen kann grundsätzlich sowohl vom Auftraggeber als auch von der bauausführenden Firma übernommen werden. Empfohlen wird eine Festlegung durch den Auftraggeber, damit eine Berücksichtigung bei Planung und Aus-

schreibung möglich ist und eine gewisse Nivellierung bei der Ausführung von Wasserbauwerken sichergestellt wird.

2.4 Betonzusammensetzung auf Basis des Expositionsclassen-spektrums

Aus dem für ein Bauteil relevanten Expositionsclassen-spektrum resultieren u. a. Mindestanforderungen bzw. Grenzwerte für Betonausgangsstoffe und Betonzusammensetzung. Am Beispiel des Kammerwandbetons aus Abschnitt 2.3 soll nachfolgend die Entwicklung dieser Grenzwerte für den Beton eines bestimmten Bauteils dargestellt werden.

Die Ableitung der Grenzwerte aus dem Expositionsclassenspektrum ist bei Beton nach Eigenschaften **nicht** Aufgabe des Bauherrn bzw. Auftraggebers einer Baumaßnahme. Die von ihm für das Bauteil festgelegten Expositionsclassen werden vielmehr in die gemäß [DIN EN 206-1, 2001] / [DIN 1045-2, 2001], Abschnitt 6, zu erstellende Festlegung des Betons aufgenommen. Die Erstellung dieser Festlegung erfolgt i. d. R. durch das bauausführende Unternehmen. Auf Basis der Festlegung hat der Transportbetonhersteller den Beton herzustellen und zu liefern, er ist verantwortlich für die Einhaltung der aus den Expositionsclassen resultierenden Grenzwerte.

Bei der Ermittlung der Grenzwerte für den Beton eines bestimmten Bauteils ist in einem ersten Schritt zu prüfen, ob allein [DIN 1045-2, 2001] in Verbindung mit der zugehörigen A1-Änderung oder zusätzlich die [DAfStb RL MB] als Basis heranzuziehen sind. Letztere darf bei Bauteilen angewendet werden, bei denen die kleinste Bauteilabmessung mindestens 0,80 m beträgt und bei denen Zwang und Eigenspannungen in besonderer Weise zu berücksichtigen sind.

Die A1-Änderung zu [DIN 1045-2, 2001] und die [DAfStb RL MB] enthalten **unterschiedliche** Tabellen F.2.1 und F.2.2 mit Grenzwerten für Zusammensetzung und Eigenschaften des Betons. Bei massigen Bauteilen von Verkehrswasserbauwerken, wie der hier betrachteten Schleusenkammerwand, kann im Regelfall die DAfStb-Richtlinie angewendet werden.

In Tabelle 2.7 sind die gemäß [DAfStb RL MB], Tabellen F.2.1 und F.2.2, für die einzelnen Expositionsclassen maßgeblichen Grenzwerte zusammengestellt. Aus der Überlagerung dieser Anforderungen ergibt sich das für den Beton des jeweiligen Bauteils maßgebliche Anforderungsspektrum. Da für die Expositions-kategorie XF3 sowohl Betone mit als auch ohne LP-Bildner eingesetzt werden dürfen, ergeben sich für das Beispiel „Kammerwandbeton“ entsprechend zwei unterschiedliche Varianten.

	XC4	XF3		XM1	Kammerwandbeton	
					mit LP-Bildner	ohne LP-Bildner
max. w/z	0,60	0,55	0,50	0,55	0,55	0,50
min. Druckfestigkeits- klasse [---]	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37 ¹⁾	C25/30	C30/37
min z [kg/m ³]	280	300	300	300	300	300
min z ²⁾ [kg/m ³]	270	270	270	270	270	270
min. LP-Gehalt [Vol.-%]	---	4,0 ³⁾	---	---	4,0 ³⁾	---

¹⁾ Gemäß /B/, Tabellen F.2.1/F.2.2, Fußnote d) bei LP-Beton eine Festigkeitsklasse niedriger
²⁾ Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen
³⁾ Gemäß /B/, Tabellen F.2.1/F.2.2, Fußnote f) Mindestluftgehalt 4 Vol.-% bei Größtkorn 32 mm

Tabelle 2.7: Grenzwerte für Zusammensetzung und Eigenschaften des Kammerwandbetons aus Abschnitt 2.3

Anlage 1 - ZTV-W LB 215, Tabelle 2.1 -Expositionsklassen

Klassen- bezeich- nung	Beschreibung der Umgebung	Wasserbauspezifische Beispiele ¹⁾ für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko		
X0	Bauteile ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall in nicht betonangreifender Umgebung	Unbewehrter Kernbeton bei zonierter Bauweise
2 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung		
XC1	trocken oder ständig nass	Sohlen von Schleusenkammern, Sparbecken oder Wehren, Schleusen- kammerwände unterhalb UW, hydraulische Füll- und Entleersy- steme
XC2	nass, selten trocken	Schleusen- kammerwände im Bereich zwischen UW und OW (sinn- gemäß Sparbeckenwände)
XC3	mäßige Feuchte	Nicht frei bewitterte Flächen (Außenluft, vor Niederschlag geschützt)
XC4	wechselnd nass und trocken	Freibord von Schleusen- kammer- oder Sparbeckenwänden, Wehr- pfeiler oberhalb NW, freibewitterte Außenflächen
3 Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride, ausgenommen Meerwasser		
XD1	mäßige Feuchte	Wehrpfeiler im Sprühnebelbereich von Straßenbrücken
XD2	nass, selten trocken	
XD3	wechselnd nass und trocken	Plattformen von Schleusen, Verkehrsflächen (z.B. Hafenflächen), Treppen an Wehrpfeilern
4 Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride aus Meerwasser		
XS1	Salzhaltige Luft, aber kein un- mittelbarer Kontakt mit Meer- wasser	Außenbauteile in Küstennähe
XS2	unter Wasser	Sperrwerksohlen, Wände und Gründungspfähle unter NNTnW
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Gründungspfähle, Kajen, Molen und Wände oberhalb NNTnW
5 Frostangriff mit und ohne Taumittel/Meerwasser		
XF1	mäßige Wassersättigung mit Süßwasser ohne Taumittel	Freibord von Sparbeckenwänden, Wehrpfeiler oberhalb HW
XF2	mäßige Wassersättigung mit Meerwasser und/oder Taumittel	Vertikale Bauteile im Spritzwasserbereich und Bauteile im unmittel- baren Sprühnebelbereich von Meerwasser
XF3	hohe Wassersättigung mit Süßwasser ohne Taumittel	Schleusen- kammerwände im Bereich zwischen UW-1,0 m und OW+1,0 m (Sparbeckenwände sinngemäß), Ein- und Auslaufberei- che von Düken zwischen NW und HW, Wehrpfeiler zwischen NW und HW
XF4	hohe Wassersättigung mit Meerwasser und/oder Taumittel	Vertikale Flächen von Meerwasserbauteilen wie Gründungspfähle, Kajen und Molen im Wasserwechselbereich, meerwasserbeauf- schlagte horizontale Flächen, Plattformen von Schleusen, Verkehrs- flächen (z.B. Hafenflächen), Treppen an Wehrpfeilern
6 Betonkorrosion durch chemischen Angriff		
XA1	chemisch schwach angreifende Umgebung	
XA2	chemisch mäßig angreifende Umgebung und Meeresbau- werke	Betonbauteile, die mit Meerwasser in Berührung kommen (Unter- wasser- und Wasserwechselbereich, Spritzwasserbereich)
XA3	chemisch stark angreifende Umgebung	
7 Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung		
XM1	mäßige Verschleißbeanspru- chung	Flächen mit Beanspruchung durch Schiffsreibung (z.B. Schleusen- kammerwände oberhalb UW-1,0 m), Flächen mit mäßiger Geschie- befracht und mäßiger Strömungsgeschwindigkeit, häufig befahrene horizontale Verkehrsflächen (z.B. bei Güterumschlag), Eisgang
XM2	starke Verschleißbeanspru- chung	Wehrrücken und Tosbecken mit mäßiger Geschiebefracht und hoher Strömungsgeschwindigkeit
XM3	sehr starke Verschleißbean- spruchung	Tosbecken mit starker Geschiebefracht und hoher Strömungsge- schwindigkeit
¹⁾ Diese Beispiele gelten für die überwiegende Beanspruchung während der Nutzungsdauer. Abweichende Umgebungsbedingungen während der Bauzeit oder Nutzung (z.B. Trockenlegung) führen erfahrungsgemäß nicht zu Schäden.		

Für die Ermüdung ist mit einer Lastspielzahl von $N = 660000$ über die Standzeit der Schleuse zu rechnen.

3.2 Berechnungsgrundsätze

3.2.1 Statisches System, Baustoffe

- Die Untersuchungen an einem symmetrischen, ebenen Schleusenammerquerschnitt werden an allen maßgebenden Bemessungsschnitten geführt. Für die auskragende Schleusenplattform an der Oberkante der Kammer erfolgt keine Bemessung.
- Die Berechnung bzw. die Bemessung wird an einem 1 m langen Querschnitt durchgeführt. Beanspruchungen in Längsrichtung werden nicht untersucht.
- Die Schnittkraftermittlung erfolgt am Stabwerksmodell (Bild 3.2) mit gebetteten Sohlstäben.
- Die Federn werden vereinfacht linear elastisch angesetzt und weisen im Randbereich höhere Steifigkeiten auf als im Innern ($1,8 \text{ MN/m}^3$ zu $1,5 \text{ MN/m}^3$). Mit diesem Ansatz ist sichergestellt, dass bei den normalen Betriebswasserständen realistische Kammerverformungen auftreten.
- Die Grundlaufdecke hat ein Gefälle zur Mitte hin, sodass die Dicke am Anschnitt zur Kammerwand ca. 6 cm größer (1,39 m statt 1,33 m) ist als in Feldmitte. Zusätzlich sind in der Grundlaufdecke Zulauföffnungen zur Kammer mit einem Durchmesser von 30 cm alle 80 cm angeordnet. Der Einfluss auf die Steifigkeit ist gering und wird vernachlässigt.
- Ein Versatz, der infolge der unterschiedlichen Wanddicke bei identischer Kammeraußenkante zwischen der Systemlinie in der Kammerwand und der Systemlinie in der Wand des Grundlaufs entsteht, wird nicht angesetzt. Ebenfalls wird auf die

seitliche Fortführung des Stabwerksmodells unterhalb der Systemlinie der unteren Sohlplatte verzichtet. Die sich daraus ergebenden Ungenauigkeiten sind gering bzw. beeinflussen nicht den Vergleich der Bemessungsergebnisse nach alter bzw. neuer Norm.

- Der betrachtete Querschnitt wird unter Vernachlässigung eventueller Zwänge aus der Expositionsklassenzuordnung in Beton der Festigkeitsklasse C 30/37 [DIN 1045-1; 2001], entspricht B35 [DIN 1045; 1988], und mit Bewehrung Betonstahl BST 500 S ausgeführt.

Die maßgebenden Schnitte, an denen eine Schnittkraftermittlung und eine Bemessung stattfinden, sind in Bild 3.1 dargestellt. Für den Schnitt A (Anschnitt der Kammerwand oberhalb der Grundlaufplatte bei NN +51,70 m) erfolgt eine umfangreiche Ermittlung bzw. Überlagerung der Schnittgrößen und eine Bemessung von Hand. Für die anderen Schnitte erfolgt sowohl die Ermittlung der maßgebenden Extremschnittgrößen als auch die Bemessung mit Hilfe eines Computer-Programms.

3.2.2 Einwirkungen

Die Einwirkungen werden in insgesamt 19 Einzellastfällen erfasst, die zu Einwirkungskombinationen zusammengefasst werden:

- Einwirkung 1: Eigengewicht des Stahlbetonquerschnittes (mit $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$)
- Einwirkung 2: Verkehrslast auf Plattform $p = 20 \text{ kN/m}^2$
- Einwirkung 3: Verkehrslast auf der Hinterfüllung $p = 20 \text{ kN/m}^2$ (Es wird von einem inneren Reibungswinkel von $\Phi = 30^\circ$ und Ruhedruck ausgegangen).

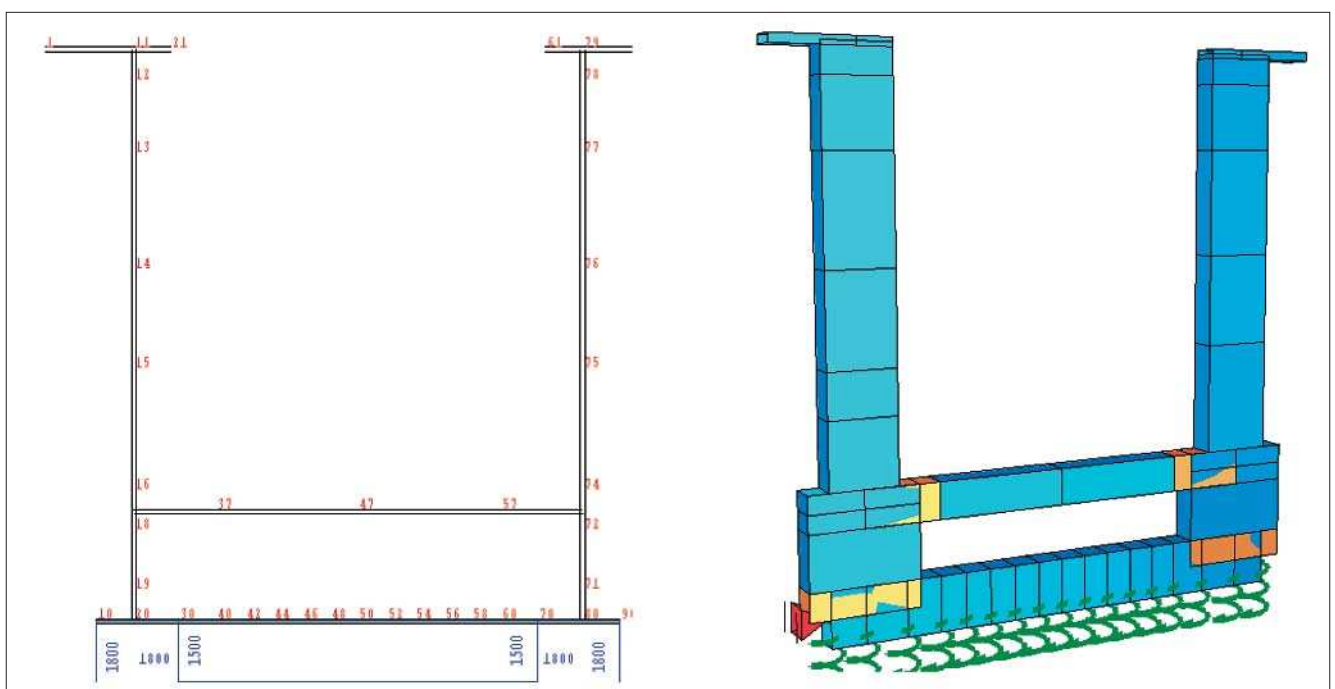


Bild 3.2: Stabwerksmodell mit Knotennummern, Massebelegung und Bettung

Die nachfolgend beschriebenen Erddruckfiguren (Bild 3.3 und 3.4) stammen aus einer FEM-Berechnung, bei der der gesamte Bodenbereich um die Schleuse abgebildet wurde. Ausgehend von einem „normalen“ Boden liegen die gegebenen Erddrücke zwischen dem aktiven Erddruck und dem Ruhedruck. Unterschieden wird hier in belastenden und entlastenden Erddruck. Im Rahmen einer Sicherheitskonvention wird – im Widerspruch zu den üblichen geotechnischen Zusammenhängen – für Lastkombinationen, die maßgebend für die Beanspruchungen nach innen sind, der höhere Erddruck berücksichtigt. Für Lastkombinationen, die maßgebend für die Beanspruchungen nach außen sind, wird die geringere, entlastende Erddruckverteilung angesetzt. In den Erddruckverteilungen enthalten sind Anteile, die sich aus den Zwängungen bei den jahreszeitlich bedingten Temperaturlastfällen ergeben. Es wird davon ausgegangen, dass 20 % der gesamten Erddrücke aus Temperaturzwängungen entstehen. Demzufolge sind bei den Einwirkungen 4 und 5 jeweils nur 80 % der vorgegebenen Erddrucklasten angesetzt. Erddruck aus der Verkehrslast auf die Hinterfüllung wird separat entsprechend Einwirkung 3 berücksichtigt. Vertikale Erddruckkomponenten werden vernachlässigt.

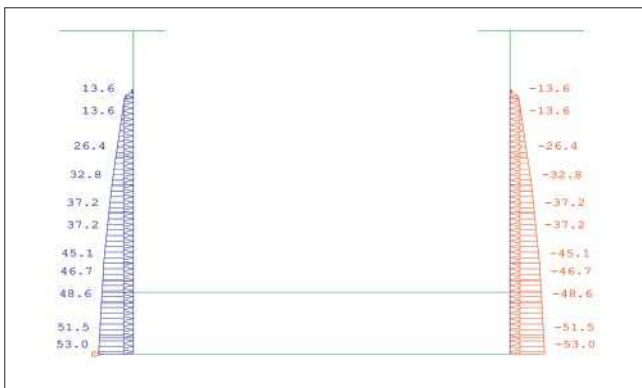


Bild 3.3: Einwirkung 4: Erddruck (Hinterfüllung belastend)

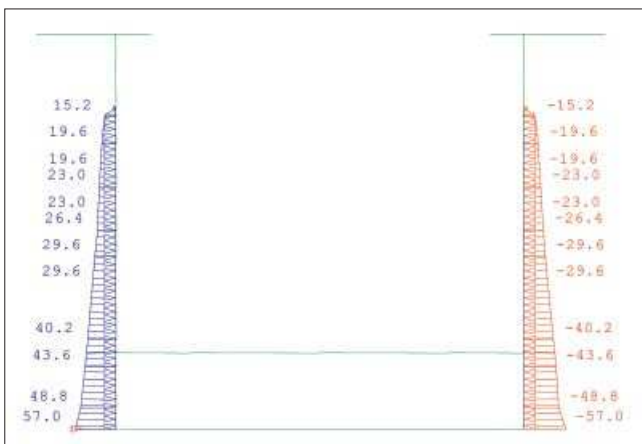


Bild 3.4: Einwirkung 5: Erddruck (Hinterfüllung entlastend)

- Einwirkung 4: Erddruck (Hinterfüllung belastend) (Bild 3.3)
- Einwirkung 5: Erddruck (Hinterfüllung entlastend) (Bild 3.4)
- Einwirkung 6: Grundwasser bei 56,8 m üNN
- Einwirkung 7: Grundwasser bei 58,0 m üNN
- Einwirkung 8: extremes Grundwasser bei 62,0 m üNN (ausfallende Dränage)
- Einwirkung 9: Betriebswasserstand im Unterwasser bei 55,75 m üNN (BW_u)
- Einwirkung 10: Betriebswasserstand im Oberwasser bei 65,4 m üNN (BW_o)
- Einwirkung 11: Eisdruck mit 150 kN/m^2 bei einer Eisdicke von 30 cm. Der Eisdruck wird nur bei dem oberen Betriebswasserstand berücksichtigt, da die Eislast eine nach außen gerichtete Beanspruchung ergibt und hier der untere Betriebswasserstand nicht maßgebend wird.
- Einwirkung 12: Temperaturbeanspruchung im Sommer $+25^\circ\text{C}/+10^\circ\text{C}$

Die Kammer- und die Wassertemperatur in der Kammer ist mit 25°C , die Temperatur der Auffüllung und des Grundwassers ist mit $+10^\circ\text{C}$ anzunehmen (Aufstelltemperatur: $+10^\circ\text{C}$).

Grundlaufdecke: konst. $T = +15 \text{ K}$

Delta $T = 0 \text{ K}$

Wände und Boden: konst. $T = +7,5 \text{ K}$

Delta $T = 15 \text{ K}$

- Einwirkung 13: Erddruckbelastung aus Temperaturzwängungen im Sommer (20 % der FEM-Erddruckgesamtwerte; siehe o. a. Erläuterungen zum Erddruckansatz)
- Einwirkung 14: Temperaturbeanspruchung im Winter $0^\circ\text{C}/+10^\circ\text{C}$

Die Kammertemperatur und die des Wassers in der Kammer ist mit 0°C , die Temperatur der Auffüllung und des Grundwassers mit $+10^\circ\text{C}$ anzunehmen (Aufstelltemperatur: $+10^\circ\text{C}$).

Grundlaufdecke: konst. $T = -10 \text{ K}$

Delta $T = 0 \text{ K}$

Wände und Boden: konst. $T = -5 \text{ K}$

Delta $T = 10 \text{ K}$

- Einwirkung 15: Schiffsreibung 100 kN (maßgebend bei BW_o)

Die Last wird horizontal auf Höhe der Wasseroberfläche und orthogonal zur Wandoberfläche angesetzt. In der Kammerwand wird bis zur Schnittstelle mit der Grundlaufdecke eine Lastverteilung von 45° berücksichtigt. Da hier lediglich ein Querschnitt durch die Schleusenkammer berechnet und die Beanspruchung in Längsrichtung nicht untersucht wird, wird die Last entsprechend der mitragenden Breite umgerechnet.

$$F = 100 / ((65,40 \text{ mNN} - 51,70 \text{ mNN}) * 2) = 3,65 \text{ kN/m}$$

- Einwirkung 16: Trossenzug 300 kN (maßgebend bei BW_u)
Es gelten hier die bei der Einwirkung 15 gemachten Bemerkungen.
 $F = 300 / ((55,75 \text{ mNN} - 51,70 \text{ mNN}) * 2) = 37,03 \text{ kN/m}$
- Einwirkung 17: Gesunkenes Schiff bei gefüllter Kammer
Die Einwirkungen auf die Grundlaufdecke werden mit 26 kN/m, über die gesamte Kammerbreite wirkend, angesetzt.
- Einwirkung 18: Gesunkenes Schiff bei entleerter Kammer
Die Einwirkungen auf die Grundlaufdecke werden mit 30 kN/m, über die gesamte Kammerbreite wirkend, angesetzt.
- Einwirkung 19: Hydrodynamische Belastung bei Füll- und Entleerungsvorgängen
Der Grundlauf wird bei gestörtem Betrieb, Schnellschluss der UH-Längskanalverschlüsse bei Entleerung der Schleusenammer, zusätzlich zu den quasi-stationären Drücken mit 60 kN/m belastet.

3.2.3 Charakteristische Werte der Schnittkräfte im Schnitt A

Da die Berechnung linear-elastisch durchgeführt wird, können zunächst für alle Einwirkungen die Auswirkungen = charakteristische Schnittgrößen ermittelt werden und anschließend in den einzelnen Kombinationen je nach Bemessungssituation überlagert werden. (Tabelle 3.1)

Bei der Zusammenstellung der Einwirkungskombinationen werden nur die Einwirkungskombinationen berücksichtigt, die für den betrachteten Schnitt relevant sind. Ziel ist es, das bemessungsrelevante Schnittkräftepaar für die Dimensionierung der Biege- und Querkraftbewehrung an der Außenseite und an der Innenseite der Kammerwand zu finden.

3.3 Berechnung nach [DIN 1045-1; 2001] im Schnitt A

3.3.1 Einwirkungen und zugehörige Teilsicherheitsbeiwerte

Für die Berechnung des Schleusenquerschnitts werden die berechnungsrelevanten Einwirkungen entsprechend Kapitel 3.2 angesetzt. Nach [ZTV-W LB 215;

Charakteristische Schnittgrößen	Einwirkung	Schnitt A-A		
		Normalkraft [kN]	Querkraft [kN]	Moment [kNm]
Einwirkungen Massivbau				
Eigenlasten	1	-958,60	0,00	-28,56
Vekehrslasten auf Plattform	2	-84,00	0,00	-71,40
Vekehrslasten auf Hinterfüllung	3	0,00	113,00	638,45
Schleusen hinterfüllung belastend	4	0,00	351,06	1586,19
Schleusen hinterfüllung entlastend	5	0,00	299,40	1410,68
Grundwasserstand min GW 56,8 müNN	6	0,00	130,05	221,09
Grundwasserstand max GW 58,0 müNN	7	0,00	198,45	416,75
Grundwasserstand max GW 62,0 müNN	8	0,00	530,45	1821,21
Wasserdruck Betrieb B_{Wu} 55,75 müNN	9	0,00	-82,01	-110,72
Wasserdruck Betrieb B_{Wo} 65,40 müNN	10	0,00	-938,45	-4285,59
Kammer leer				
Eisdruck 150 kN/m^2 , $h_E = 0,30 \text{ m}$	11	0,00	-45,00	-609,75
Temperaturänderung Sommer $+25^\circ / +10^\circ$	12	0,00	0,00	0,00
Temperaturänderung Sommer 20% Erddruck	13	0,00	87,77	396,55
Temperaturänderung Winter $0^\circ / +10^\circ$	14	0,00	0,00	0,00
Schiffsreibung 100 kN einseitig nach außen unter 45° Lastausbreitung	15	0,00	-3,65	-50,00
Trossenzug 300 kN einseitig nach innen unter 45° Lastausbreitung	16	0,00	37,05	150,05
Gesunkenes Schiff				
26 kN/m ² auf Kammerboden	17	0,00	0,00	0,00
30 kN/m ² bei leerer Kammer	18	0,00	0,00	0,00
Hydrodynamische Belastung				
60 kN/m ² von unten auf Kammerboden	19	0,00	0,00	0,00

Tabelle 3.1: Charakteristische Schnittgrößen N_k , V_k , M_k aller Einwirkungen am Schnitt A

2004] werden die Einwirkungen unterschieden nach ständigen, veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen. Die Einwirkungen sind mit Teilsicherheitsbeiwerten entsprechend den Kombinationsregeln nach [DIN 1055-100; 2001] 9.4 anzusetzen; es ist darüber hinaus zu berücksichtigen, ob sie günstig oder ungünstig wirken (Tabelle 3.2). Um die Vorgaben für die Handhabung in der Praxis leichter verwendbar zu machen, erlaubt die neue [ZTV-W LB 215; 2004], die Kombinationsbeiwerte i. d. R. $\psi = 1,0$ zu setzen.

	Bemessungssituation		
	ständig (S)	vorübergehend (V)	außergewöhnlich (A)
ständige Einwirkung			
Ungünstig	1,35	1,2	1,0
Günstig	1,0	1,0	1,0
veränderliche Einwirkung			
Ungünstig	1,5	1,3	1,0
außergewöhnliche Einwirkung			
Ungünstig	-	-	1,0

Tabelle 3.2: Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach [ZTV-W LB 215; 2004]

3.3.2 Bemessungssituationen

Am linear elastischen System werden die Auswirkungen ermittelt und in sinnvollen Kombinationen zusammengefasst. Die Kombinationen sind einer ständigen, vorübergehenden oder außergewöhnlichen Bemessungssituation S, V bzw. A zuzuordnen.

Für den zunächst zu bemessenden Querschnitt A werden die Einwirkungskombinationen in den nachfolgenden Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht.

Ständige Bemessungssituation

Zur ständigen Bemessungssituation gehören alle Einwirkungskombinationen von normalen Betriebszuständen mit häufig wiederkehrenden und vorhersehbar auftretenden Einwirkungen.

Die Lastfälle der ständigen Einwirkungen sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\text{ungünstig}} = 1,35$ oder $\gamma_{\text{günstig}} = 1,00$ und die Lasten der veränderlichen Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\text{ungünstig}} = 1,50$ oder $\gamma_{\text{günstig}} = 0,00$ anzusetzen. Für Zwangskräfte kann bei linear-elastischer Schnittkraftermittlung $\gamma_{\text{ungünstig}} = 1,0$ gesetzt werden.

Die Lastkombinationen können für folgende ständige Bemessungssituationen zusammengestellt werden:

- S1 Betrieb auf Unterwasser (Zusammenstellung aller nach innen wirkenden Einwirkungen)
Eigengewicht, Erddruck belastend, Verkehrslasten auf Hinterfüllung, erhöhter Grundwasserstand, Erddruck aus Zwangsreaktion, Trossenzug einseitig
- S2 Betrieb auf Oberwasser (Zusammenstellung aller nach außen wirkenden Einwirkungen)
Eigengewicht, Erddruck entlastend, Verkehrslasten auf den Plattformen, min. Grundwasserstand, Schiffsreibung einseitig
- S3 Entspricht S2 ohne Verkehrslast auf den Plattformen

Vorübergehende Bemessungssituation

Zur vorübergehenden Bemessungssituation gehören alle Einwirkungskombinationen der ständigen Bemessungssituation zusammen mit zeitlich begrenzten (kurzfristigen), in größeren Zeitabständen auftretenden Einwirkungen.

Die Lastfälle der ständigen Einwirkungen sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\text{ungünstig}} = 1,20$ oder $\gamma_{\text{günstig}} = 1,00$ und die Lasten der veränderlichen Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\text{ungünstig}} = 1,30$ oder $\gamma_{\text{günstig}} = 0,00$ anzusetzen.

Die Lastkombinationen können für folgende vorübergehende Bemessungssituationen zusammengestellt werden:

- V1 Kammer leer (Zusammenstellung aller nach innen wirkenden Einwirkungen)
Eigengewicht, Erddruck belastend, Verkehrslasten auf Hinterfüllung, erhöhter Grundwasserstand, Erddruck aus Zwangsreaktion
- V2 Eisdruk bei Oberwasser (Zusammenstellung aller nach außen wirkenden Einwirkungen)
Eigengewicht, Erddruck entlastend, Verkehrslasten auf den Plattformen, min. Grundwasserstand, Eisdruk,
- V3 Eisdruk bei Oberwasser (Zusammenstellung aller nach außen wirkenden Einwirkungen) entspricht V2 ohne Verkehrslast auf den Plattformen

Außergewöhnliche Bemessungssituation

Zur außergewöhnlichen Bemessungssituation gehören alle Einwirkungskombinationen (Tabelle 3.3) der ständigen Bemessungssituation zusammen mit **einer** außergewöhnlichen Einwirkung. Es ist also nur **eine** extreme Einwirkungskombination zu berücksichtigen!

		Einwirkungskombinationen und zugehörige Teilsicherheitsbeiwerte									
Art	Einwirkung *)	Nr.	S1	S2	S3	V1	V2	V3	A1	E1	E2
Ständige	Eigengewicht	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Einwirkung	Erddruck belastend	4	1,35			1,2			1	0,5	0,5
	Erddruck entlastend	5		1	1		1	1		0,5	0,5
	Grundwasser 56,8 mNN	6		1	1		1	1		0,5	0,5
	Grundwasser 58,0 mNN	7	1,35			1,2				0,5	0,5
	Wasser in Kammer BW _u	9	1						1	1	
	Wasser in Kammer BW _o	10		1,35	1,35		1,2	1,2			1
Veränderliche	Verkehr auf Plattform	2		1,5			1,3				
Einwirkung	Verkehr auf Hinterfüllung	3	1,5			1,3			1		
	Eisdruck	11					1,3	1,3			
	Zwang Sommer (+ 20 % E)	13	1			1			1		
	Schiffsreibung	15		1,5	1,5						
	Trossenzug	16	1,5						1		
Außergew. Einwirkung	Grundwasser 62,0 mNN	8							1		

*) Einwirkungen 12, 14, 17, 18 und 19 sind für Bemessungsschnitt A nicht maßgebend.

*) Einwirkungen 12, 14, 17, 18 und 19 sind für Bemessungsschnitt A nicht maßgebend.

Tabelle 3.3: Zusammenstellung der Einwirkungskombinationen und Zuordnung zu Bemessungssituationen

Die Lastfälle der ständigen Einwirkungen sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\text{ungünstig}} = 1,0$ oder $\gamma_{\text{günstig}} = 1,00$ und die Lasten der veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\text{ungünstig}} = 1,0$ oder $\gamma_{\text{günstig}} = 0,00$ anzusetzen.

Die Lastkombinationen können für folgende außergewöhnliche Bemessungssituationen manuell zusammengestellt werden:

- A1 Betrieb mit extremen Grundwasser (Zusammenstellung aller nach innen wirkenden Einwirkungen)
Eigengewicht, Erddruck belastend, Verkehrslasten auf Hinterfüllung, extremer Grundwasserstand, Betrieb auf Unterwasser, Erddruck aus Zwangsreaktion, Trossenzug einseitig

Der Nachweis gegen Ermüdung wird mit den Einwirkungskombinationen der regelmäßig eintretenden Betriebswasserstände unter Vernachlässigung der veränderlichen Einwirkung geführt. Nach [DIN 1045-1; 2001], Abschnitt 5.3.3 (2), dürfen für den Nachweis gegen Ermüdung der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen $\gamma_{\text{F,fat}} = 1,0$ und der Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheit $\gamma_{\text{Ed,fat}} = 1,0$ gesetzt werden. Als Einwirkung werden nur die Kombinationen Schleuse auf Oberwasser und Schleuse auf Unterwasser mit dem Mittelwert des Erddruckes aus Schleusen hinterfüllung (belastend und entlastend) ohne Berücksichtigung von Temperatur, Verkehrslasten u. ä. angesetzt.

- E1 Betrieb auf Unterwasser (Zusammenstellung aller nach innen wirkenden Einwirkungen)
E2 Betrieb auf Oberwasser (Zusammenstellung aller nach außen wirkenden Einwirkungen)

Zur Vereinfachung werden aus rechentechnisch-formalen Gründen zur Berücksichtigung der Mittelwerte bei Erd- und Grundwasserdruck die oberen bzw. unteren Grenzwerte jeweils mit einem „Ersatz“-Teilsicherheitsbeiwert von 0,5 versehen.

3.3.3 Bemessungsschnittgrößen

Für die den einzelnen Bemessungssituationen zugeordneten Einwirkungskombinationen ergeben sich durch Überlagerung des charakteristischen Schnittkraftfeldes gemäß Tabelle 3.1 mit der Matrix der Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 3.3 die in der folgenden Tabelle 3.4 zusammengestellten Bemessungsschnittgrößen für den Schnitt A.

Einwirkungskombinationen		Bemessungsschnittgrößen			
		N_{ed} [kN]	V_{ed} [kN]	$\min M_{\text{ed}}$ [kNm]	$\max M_{\text{ed}}$ [kNm]
Betrieb UW	S1	-958,6	972,7		4144,0
Betrieb OW	S2	-1084,6	-842,9	-4364,4	
Betrieb OW	S3	-958,6	-842,9	-4257,3	
Kammer leer	V1	-958,6	894,1		3601,5
Eisdruck bei OW	V2	-1067,8	-755,2	-4425,0	
Betrieb OW	V3	-958,6	-755,2	-4332,2	
Betrieb UW	A1	-958,6	1037,3		4453,2
Betrieb UW E1	E1	-958,6	407,5		1678,1
Betrieb OW E2	E2	-958,6	-449,0	-2496,8	

Tabelle 3.4: Bemessungswerte N_{ed} , V_{ed} , M_{ed} aller Einwirkungskombinationen am Schnitt A

3.3.4 Teilsicherheitsbeiwerte des Tragwiderstands nach [DIN 1045-1; 2001]

Auf der Widerstandsseite werden gemäß [DIN 1045-1; 2001] nur die Bemessungssituationen (Tabelle 3.5) ständig/vorübergehend und außergewöhnlich unterschieden. Es sind daher jeweils die größeren Schnittgrößen innerhalb der zusammengefassten Bemessungssituationen maßgebend.

Bemessungssituation		Beton	Betonstahl
Ständige und vorübergehende	S + V	1,50	1,15
Außergewöhnliche	A	1,30	1,00
Nachweis gegen Ermüdung	E	1,50	1,15

Tabelle 3.5: Teilsicherheitsbeiwerte des Tragwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit, [DIN 1045-1; 2001], Abschnitt 5.3.3, Tab. 2

3.3.5 Biegebemessung nach [DIN 1045-1; 2001]

Gemäß Einführungserlass zur [ZTV-W LB 215; 2004] ist der Riss- und Porenwasserdruck innerhalb des Bemessungsschnitts bei der Ermittlung der Biegebewehrung zu berücksichtigen. Diese zusätzlich erforderliche Bewehrung (ΔA_s) ist zu der aus den äußeren Lasten (A_s^*) zu addieren. Die gesamte erforderliche Längsbewehrung infolge Tragfähigkeit wird mit A_s bezeichnet. Die Größe des Risswasserdruckes ist von der hydrostatischen Druckhöhe am Zugrand des Bauteils abhängig. Im Schnitt A ist für die äußere Bewehrung (A_{s1}) der zur Bemessungssituation gehörende Grund-

wasserstand und für die innere Bewehrung (A_{s2}) der zugehörige Betriebswasserstand anzusetzen. Zur Ermittlung der zusätzlich erforderlichen Bewehrung infolge Risswasserdrucks wird die Gleichung (4) in [DIN 19702; 1992], Abschnitt 4.5.2.1.2, herangezogen. Der für das dortige, alte Bemessungskonzept angegebene Sicherheitsbeiwert von 1,75 wird gemäß Einführungs-erlass für alle Bemessungssituationen zu 1,55 gesetzt. Der Faktor α_w wird vereinfachend nach Bild 8 der [DIN 19702; 1992] mit seinem Maximalwert von 0,5 angenommen.

3.3.5.1 Bewehrung an der Wandinnenseite

Für die innere Bewehrung (min M) ist das Bemessungsmoment der vorübergehenden Bemessungssituation **V3** maßgebend. Die Bemessung erfolgt mit der μ_s – Bemessungstafel für Rechteckquerschnitte ohne Druckbewehrung (Normalbeton \leq C50/60; Betonstahl BSt 500).

Querschnittswerte

Bauteilbreite	$b = 1,00 \text{ m}$
Bauteilhöhe	$h = 2,50 \text{ m}$
Betondeckung	$c = 0,06 \text{ m}$
Statische Höhe	$d = 2,40 \text{ m}$
	$z_{s1} = 1,19 \text{ m}$

Schnittkräfte

$M_{ed} = 4,33 \text{ MNm}$	
$N_{ed} = -0,96 \text{ MN}$	
$M_{eds} = M_{ED} - N_{ED} \cdot z_{s1}$	$= 5,471 \text{ MNm}$

Betongüte

$f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$

Teilsicherheitsbeiwert

$\gamma_c = 1,5$	
$\alpha = 0,85$	
$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 17,00 \text{ MN/m}^2$

Stahlgüte

$f_{td} = 525/1,15$	$= 457 \text{ MN/m}^2$
---------------------	------------------------

Tafeleingangswert

$\mu_{eds} = M_{eds} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	$= 0,0559$
$\Delta\mu_{eds}$	$= 0,0055$

kleiner Ablesewert

$\omega_1 = 0,052$

nächst größerer Wert

$\omega_2 = 0,062$

ω -Wert interpoliert

$\omega = \omega_1 + \Delta\mu_{eds} \cdot \Delta\omega / 0,01 = 0,0573$
--

erf. Stahlmenge

$\text{erf } A_{s2}^* = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{ED}) \cdot 10000 \cdot \gamma_s / f_{tk}$
$\text{erf } A_{s2}^* = 30,20 \text{ cm}^2$

Die Kombination V2 liefert zwar ein größeres Moment, aber auch eine größere Normalkraft, was sich günstig auf die Bemessung auswirkt.

Für die zusätzlich erforderliche innere Bewehrung infolge Risswasserdrucks ist für die hier maßgebende Einwirkungskombination V3 ein Oberwasser bei 65,4 m üNN zu berücksichtigen.

$$\text{erf } \Delta A_{s2} = \alpha_w \cdot h_w \cdot h \cdot b \cdot 1,55 / f_{yk}$$

aus Bild 8, DIN 19702 $\alpha_w < 0,50$

Oberwasser bei 65,4 m üNN

$$h_{\text{Wasser}} = 65,4 - 51,7 = 13,7 \text{ m}$$

$$\text{erf } \Delta A_{s2} = 5,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf. Stahlmenge } \text{erf } A_{s2}^* = 30,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gesamt: } \text{erf } A_{s2} = 35,51 \text{ cm}^2$$

3.3.5.2 Bewehrung an der Wandaußenseite

Für die äußere Bewehrung (max M) ist das Bemessungsmoment der Bemessungssituation A1 maßgebend. Die Bemessung erfolgt wiederum mit der μ_s – Bemessungstafel für Rechteckquerschnitte ohne Druckbewehrung und ergibt einen erforderliche Bewehrungsquerschnitt von:

$$\begin{aligned} \text{erf } A_{s1}^* &= 27,17 \text{ cm}^2/\text{m} \\ + \text{erf } \Delta A_{s1} &= 3,99 \text{ cm}^2/\text{m} \\ = \text{erf } A_{s1} &= 31,16 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Für die zusätzlich erforderliche äußere Bewehrung infolge Risswasserdrucks ist für die hier maßgebende Einwirkungskombination A1 der extreme Grundwasserstand bei 62,0 m üNN zu berücksichtigen.

3.3.5.3 Mindestbewehrung zur Gewährleistung ausreichender Duktilität

Gemäß [DIN 1045-1; 2001], Abschnitt 5.3.2, ist zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens eine Mindestbewehrung einzubauen, die beim Ansatz einer mittleren Zugfestigkeit des Betons ohne Ansatz besonderer Sicherheiten das Rissmoment abdeckt. Auf der Basis der spezifischen Bedingungen im Wasserbau wurde diese Forderung in der neuen [ZTV-W LB 215; 2004] relativiert. Danach ist es ausreichend, wenn eine konstruktive Mindestbewehrung von 0,1 % der Betonquerschnittsfläche – maximal jedoch 25 cm²/m – je Seite eingelegt werden. Im Bemessungsschnitt A ist somit bei der Biegezugbewehrung ein Mindestwert von 0,001 x 100 cm x 250 = 25 cm²/m einzuhalten. Dieser Wert wird von der statisch erforderlichen Bewehrungsmenge merklich überschritten.

3.3.6 Querkraftbemessung nach [DIN 1045-1; 2001]

3.3.6.1 Statisch erforderliche Querkraftbewehrung

Auch bei der Querkraftbemessung werden die Bemessungssituationen ständig, vorübergehend und außergewöhnlich unterschieden. Wie aus Tabelle 3.4 ersichtlich ist, wird für die ständige bzw. vorübergehende Bemessungssituation die Kombination S1 und für die außergewöhnliche Bemessungssituation A1 maßgebend. Voruntersuchungen ergeben, dass die Einwirkungskombination S1 bewehrungsbestimmend ist.

Bei gleichmäßig verteilter Last darf nach [DIN 1045-1; 2001] der Bemessungswert V_{ed} für die Ermittlung der Querkraftbewehrung in einer Entfernung von d vom Auflagerrand ermittelt werden. Lediglich der Bemessungswert der maximal aufnehmbaren Druckstrebenfestigkeit darf in keinem Querschnitt des Bauteils überschritten werden, hier ist also die Querkraft direkt am Auflagerrand heranzuziehen. (Tabelle 3.6)

	V_{ed} [kN]	zugeh. N_{ed} [kN]
am Auflagerrand (Bemessung der Druckstreben Tragfähigkeit)	972,7	-958,6
im Abstand von $x = d = 2,4$ m (Bemessung der Querkraftbewehrung)	666,8	-807,4

Tabelle 3.6: Querkraftschnittgrößen für die ständige Bemessungssituation S1

Querkrafttragfähigkeit des Betons ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,ct}$

(nach [DIN 1045-1; 2001], 10.3.3 (70))

$$V_{Rd,ct} = [0,10 * \kappa * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} - 0,12 * \sigma_{cd}] * b_w * d$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/2400} = 1,288 < 2,0$$

d in mm

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w * d) = 31,16 / (100 * 240) = 0,0013 < 0,02$$

Längsbewehrungsgrad

$$\sigma_{cd} = N_{ed} / A_c = -0,8074 / (2,5 * 1,0) = -0,323 \text{ MN/m}^2$$

Betonlängsspannung

$$f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$$

Beton C 30/37

$$V_{Rd,ct} = [0,10 * 1,288 * (100 * 0,0013 * 30)^{1/3} - 0,12 * (-0,323)] * 1,00 * 2,40 = 0,578 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,ct} = 0,578 \text{ MN} < V_{ed} = 0,667 \text{ MN}$$

→ Querkraftbewehrung ist erforderlich

Grenzwert der Druckstrebenneigung $\cot\Theta$ (nach [DIN 1045-1; 2001], 10.3.4 (73))

$$\cot\Theta = (1,2 - 1,4 * \sigma_{cd} / f_{cd}) / (1 - V_{Rd,c} / V_{ed}) \geq 0,58 ; \leq 3,00$$

$$\sigma_{cd} = N_{ed} / A_c = -0,958 / (2,50 * 1,0) = -0,3832 \text{ MN/m}^2$$

Betonlängsspannung

$$f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 30 / 1,5 = 17,0 \text{ MN/m}^2$$

Beton C 30/37

$$\beta_{ct} = 2,4$$

Rauigkeit Beton

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} * 0,1 * f_{ck}^{1/3} * (1 + 1,2 * \sigma_{cd} / f_{cd}) * b_w * 0,9 * d$$

$$V_{Rd,c} = 2,4 * 0,1 * 30^{1/3} * (1 + 1,2 * (-0,3832) / 17,0) * 1,00 * 0,9 * 2,40 = 1,565 \text{ MN}$$

$$\cot\Theta = (1,2 - 1,4 * (-0,3994) / 17,0) / (1 - 1,565 / 0,941) = -1,8592$$

Für kleine einwirkende Querkraften kann der Vertikalanteil der übertragbaren Rissreibungskraft $V_{Rd,c}$ größer als die einwirkende Querkraft V_{ed} sein. In diesem Fall ergibt die Gleichung in der vorliegenden Fassung aufgrund des negativen Nenners unsinnige Ergebnisse. Der untere Grenzwert des Druckstrebenwinkels ist dann mit dem absoluten Grenzwert $\cot\Theta \leq 3,0$ für Normalbeton zu berechnen.

Betondruckstrebenfestigkeit

(nach [DIN 1045-1; 2001], 10.3.4 (76)), mit $\cot\Theta = 3,0$ und $\tan\Theta = 1/3$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_c * f_{cd} * b_w * 0,9 * d) / (\tan\Theta + \cot\Theta)$$

$$V_{Rd,max} = (0,75 * 17 * 1,0 * 0,9 * 2,40) / (1/3,00 + 3,00) = 8,26 \text{ MN} > V_{ed} = 0,973 \text{ MN}$$

Erforderliche Querkraftbewehrung

(nach [DIN 1045-1; 2001], 10.3.4 (75))

$$a_{sw} = V_{ed} / (f_{Yd} * 0,9 * d * \cot\Theta) = 0,6668 / (435 * 0,9 * 2,40 * 3,00) * 10^4 = 2,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$f_{Yd} = f_Y / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

(Zum Vergleich: Die Bemessungssituation A1 führt zu einer erforderlichen Querkraftbewehrung von 2,24 cm²/m.)

Die Seitenwand der Schleuse ist als Platte mit einem Verhältnis $b / h \geq 5$ ausgebildet, und die Druckstrebenkraft ist unter 30 % der Druckstrebenfestigkeit. Somit darf die Querkraftbewehrung vollständig aus Schrägstäben und Querkraftzulagen bestehen, es sind also keine die Zugbewehrung umfassenden Bügel erforderlich.

Um die Anordnung einer Schubbewehrung zu vermeiden, kann es sinnvoll sein, durch Zulagen bei der Biegezugbewehrung den Verdübelungsgrad durch die Längsbewehrung zu erhöhen:

$$V_{Rd,ct} = [0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\rho_1 = [(V_{ed} / b_w \cdot d) + 0,12 \cdot \sigma_{cd}] / 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot f_{ck})$$

mit $V_{ed} = 0,667$ MN und $N_{ed} = -0,807$ MN

$$\rho_1 = [(0,667 / 1,00 \cdot 2,40) + 0,12 \cdot (-0,3228)] / 0,1 \cdot 1,288^3 / (100 \cdot 30) = 0,0021$$

$$A_{sl} = b_w \cdot d \cdot \rho_1 = 0,0021 \cdot 240 \cdot 100 = 51,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Der Längsbewehrungsgrad ρ wäre von 0,0013 auf 0,0021, d. h. um ca. 20 cm² zu erhöhen, um eine aufwändige Querkraftbewehrung zu vermeiden. Was aus bautechnologischen Gründen als sinnvoll zu bezeichnen ist, bewirkt jedoch grundsätzlich eine ungünstigere Tragwirkung des Bauteils. Für die weitere Bemessung auf Querkraft wird deshalb von diesen Maßnahmen zur Vermeidung der Querkraftbewehrung kein Gebrauch gemacht.

3.3.6.2 Mindestquerkraftbewehrung nach [DIN 1045-1; 2001]: Besonderheiten bei Platten

Bei Platten ist im üblichen Hochbau keine Querkraftbewehrung erforderlich, solange $V_{ed} \leq V_{Rd,ct}$ ist. In diesen Fällen erfolgt die Lastabtragung von Querkraften über Rissreibung, Dübelwirkung der Biegezugbewehrung und Ansatz der Betonzugfestigkeit f_{ct} .

Die geführten Nachweise zur Querkraft haben aber gezeigt, dass bei diesem Schleusenbauwerk eine Querkraftbewehrung in der Platte erforderlich ist. Somit stellt sich auch die Frage der Mindestquerkraftbewehrung. Mit dem vorliegenden Fall ($V_{ed} > V_{Rd,ct}$ und $b/h > 5$) befasst sich das Heft 525 auf S. 211: Hier ist explizit erwähnt, dass Platten mit $b/h > 5$ ohne Mindestquerkraftbewehrung ausgeführt werden dürfen.

3.3.7 Nachweis gegen Ermüdung nach [DIN 1045-1; 2001]

Nach [DIN 1045-1; 2001], Abs. 10.8.1, sind tragende Bauteile, die beträchtliche Spannungsänderungen unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen erfahren, gegen Ermüdung zu bemessen. „Nicht vorwiegend ruhend“ bedeutet gemäß [ZTV-W LB 215; 2004] das Auftreten von Lastspielzahlen $n > 10^5$. Der Nachweis ist für Beton und Stahl getrennt zu führen.

Die Ermittlung der Spannungen muss bei im Querschnitt vorhandenem Zug auf der Grundlage gerissener Querschnitte unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit (Zustand II), jedoch bei Verträglichkeit der Dehnung erfolgen. Auf der Widerstandseite ist für eine an der zu bemessenden Schleusenkammer auftretende Lastspielzahl von $N = 660000$ die zulässige Spannungsschwingbreite zu ermitteln. Gemäß [DIN 1045-1; 2001], Abschnitt 10.8.3 (5), beträgt $\Delta \sigma_{Rsk}$ ($N = 660000$) = 211,90 MN/m², abgemindert durch den Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl $\gamma_{s,fat} = 1,15$ ergibt sich eine zulässige Spannungsschwingbreite für Biegebeanspruchung von $\Delta \sigma_{Rsd} = 211,90 / 1,15 = 184,26$ MN/m².

Für Querkraftbeanspruchung erhöht sich die Anzahl der Spannungsspiele auf $n = 2 \times 660000$, da die Querkraftbewehrung je Schleusenvorgang zweimal – jeweils mit anderen Querkraftvorzeichen – beansprucht wird. Der Spannungsexponent der WÖHLER-Linie der [DIN 1045-1; 2001] wird laut Fußnote im Falle der hier vorliegenden korrosionsfördernden Umgebung zu $k_2 = 5$ gesetzt. Damit beträgt $\Delta \sigma_{Rsk}$ ($N = 1320000$) = 184,47 MN/m², abgemindert durch den Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl $\gamma_{s,fat} = 1,15$ ergibt sich für Querkraftbeanspruchung eine zulässige $\Delta \sigma_{Rsd} = 184,47 / 1,15 = 160,41$ MN/m².

Aus der Überlagerung der Spannungen aus den beiden Betriebszuständen Schleuse auf Oberwasser und Schleuse auf Unterwasser sind die Spannungsschwingbreiten zu bilden. Es wird von den Bemessungsschnittgrößen der Tabelle 3.4 für E1 und E2 ausgegangen. Zunächst müssen die Stahl- und Betonspannungen im Schnitt A infolge Biegebeanspruchung ermittelt werden. Die Ermittlung kann per Hand iterativ mit den einschlägigen Formeln

$$A_{sm} = A_{s1} - (N / \sigma_{s1})$$

$$x = [\alpha_e \cdot A_{sm} / (10000 \cdot b)] \cdot$$

$$[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d \cdot ((A_{sm} / 10000) \cdot \alpha_e)}]$$

$$z = d - x/3$$

$$\sigma_{s1} = M_{eds} / [1000 \cdot z \cdot (A_{sm} / 10000)]$$

$$\sigma_{c2} = [-2 \cdot M_{eds} / (1000 \cdot z \cdot b \cdot x)]$$

oder mit den üblichen PC-Tools (Betonkalender u. a.) erfolgen. Insgesamt ergeben sich folgende Spannungen:

$A_{s1}/A_{s2} =$ 31,16 / 35,51 cm ² /m	Betrieb UW E1	Betrieb OW E2
Stahlspannung Außenseite [MN/m ²]	95,09	
Stahlspannung Innenseite		181,41
Betonspannung Außenseite		-6,92
Betonspannung Innenseite	-4,54	

Beim Ermüdungsnachweis für die Querkraftbewehrung wird auf der sicheren Seite liegend auf die unterschiedliche Größe der Spannungsschwingbreiten in den beiden Einwirkungskombinationen nicht eingegangen sondern die Nachweisführung für den größeren Wert der Kombination E2 vorgenommen. Die Spannungsermittlung in der Querkraftbewehrung kann mit den Gleichungen (75) und (76) der [DIN 1045-1; 2001] erfolgen. Es ist zu beachten, dass die Spannungsermittlung im Stahl mit $\tan\theta_{fat} = \sqrt{\tan\theta} = \sqrt{1/3}$ zu führen ist. Damit wird gemäß DAfStb-Heft 525 berücksichtigt, dass bei zyklischer Belastung der Querkraftabtrag über die Rissverzahnung reduziert ist. Für den Nachweis der Druckstrebe im Beton wird $\tan\theta_{fat} = \tan\theta = 1/3$ gesetzt.

Es ergibt sich:

$$a_{sw} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{ed} = 449 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = V_{ed} / (a_{sw} \cdot z \cdot \sqrt{\cot\theta})$$

$$\sigma_s = 449 / (2,37 \cdot z \cdot \sqrt{3,00})$$

$$\sigma_s = 49,357 \text{ kN/cm}^2 = 493,57 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_c = V_{ed} \cdot (\cot\theta + \tan\theta) / (b_w \cdot z) / \alpha_c$$

$$\sigma_c = 449 \cdot (3,0 + 1 / 3,0) / (100 \cdot z \cdot 100) / 0,75$$

$$\sigma_c = 0,090 \text{ kN/cm}^2 = 0,900 \text{ MN/m}^2$$

3.3.7.1 Nachweis gegen Ermüdung für den Betonstahl

a) Biegebewehrung:

Für den Nachweis der äußeren Bewehrung A_{s1} ist die maximale Zugspannung im Stahl für die Einwirkungskombination E1 und die maximale Druckspannung des umgebenden Betons für die Einwirkungskombination E2 heranzuziehen. Die Betondruckspannung (negatives Vorzeichen!) wird mir Hilfe des Verhältnisses der Elastizitätsmoduln umgerechnet und mit der Stahlspannung aus E1 superponiert. Daraus ergibt sich die maximale Stahlspannungsschwingbreite $\Delta\sigma_s$.

$$\text{vorh } A_{s1} = 31,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha_e = E_s / E_c = 200000 / 31900 = 6,27$$

$$\Delta\sigma_s = 95,09 - \alpha_e \cdot (-6,45) = 135,53 \text{ MN/m}^2 < 184,26 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis erfüllt

Für den Nachweis der inneren Bewehrung A_{s2} ist die maximale Zugspannung im Stahl für die Kombination E2 und die maximale Druckspannung des umgebenden Betons für die Kombination E1 heranzuziehen. Daraus ergibt sich die maximale Stahlspannungsschwingbreite $\Delta\sigma_s$.

$$\text{vorh } A_{s2} = 35,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha_e = E_s / E_c = 200000 / 31900 = 6,27$$

$$\Delta\sigma_s = 181,41 - 6,27 \cdot (-4,54) = 209,88 \text{ MN/m}^2 > 184,26 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis nicht erfüllt

Die innere Bewehrung ist um ca. 20 % zu erhöhen. Danach ergeben sich mit $A_{s2} = 42,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ folgende Spannungen:

$A_{s1}/A_{s2} = 31,16 / 42,47 \text{ cm}^2/\text{m}$	Betrieb UW E1*)	Betrieb OW E2
Stahlspannung Außenseite [MN/m ²]	95,09	
Stahlspannung Innenseite		153,74
Betonspannung Außenseite		-6,45
Betonspannung Innenseite	-4,54	

*) Spannungen für E1 werden vereinfachend aus vorangegangenen Berechnungen entnommen

$$\Delta\sigma_s = 153,74 - 6,27 \cdot (-4,54) = 182,21 \text{ MN/m}^2 < 184,26 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis erfüllt

b) Querkraftbewehrung:

Da die Querkraftbewehrung nur auf Zug beansprucht wird, entfällt der zweite Teil der Gleichung zur Berechnung der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_s$.

Für die Kombination E2:

$$\Delta\sigma_s = 493,57 - (0,00) = 493,57 \text{ MN/m}^2 > 160,41 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis nicht erfüllt

(Hinweis: Die Größe der Stahlspannung von über 493 N/mm² (> 500/1,15) ergibt sich durch die Tatsache, dass hier im Vergleich zum Tragfähigkeitsnachweis nach Abschnitt 3.3.6.1 nicht mit $\cot\theta$ sondern mit $\cot\theta_{fat} = \sqrt{\cot\theta}$ gerechnet wird.)

Die Querkraftbewehrung ist um ca. 200 % zu erhöhen:

$$\text{gew: } a_{sw} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Danach ergibt sich – mit den neu berechneten Spannungen auf Basis der DIN-Gleichungen (75) und (76) – folgender Nachweis:

$$\Delta\sigma_s = 154,11 - (0,00) = 154,11 \text{ MN/m}^2 < 160,41 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis erfüllt

3.3.7.2 Nachweis gegen Ermüdung für den Beton

Für den Beton ist der Nachweis gegen Ermüdung nach dem vereinfachten Verfahren (DIN-Abschnitt 10.8.4 (4)) zu führen. Der Nachweis für Beton ist erbracht, wenn:

$$|\sigma_{cd,max}| / f_{cd,fat} \leq 0,5 + 0,45 \times |\sigma_{cd,min}| / f_{cd,fat}$$

mit $f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) \times f_{cd} \times (1 - f_{ck} / 250)$
 $\beta_{cc}(t_0) = e^{0,2 \times (1 - \sqrt{28 / t_0})} = 1,19$ für $t_0 = 4 \times 365$ d
 (Belastungsbeginn nach 4 Jahren)
 $f_{cd,fat} = 1,19 \times 0,85 \times 30 / 1,5 \times (1 - 30 / 250)$
 $= 17,80 \text{ MN/m}^2$

a) Biegebeanspruchung: (mit erhöhter Biegebewehrung)

$$|\sigma_{cd,max}| / f_{cd,fat} < 0,5 + 0,45 \times |\sigma_{cd,min}| / f_{cd,fat}$$

$$|-6,45| / 17,80 = 0,36 < 0,5 + 0,45 \times 0 / 17,80 = 0,5$$

→ Nachweis erfüllt

Nach [DIN 1045-1; 2001], 10.8.2 (1), ist beim gerissemem Betonquerschnitt unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit $\sigma_{cd,min} = 0,00 \text{ MN/m}^2$ anzusetzen.

b) Querkraftbeanspruchung:

Nach 10.8.4 (5) ist $f_{cd,fat}$ mit $\alpha_c = 0,75$ abzumindern:

$$f_{cd,fat} = 0,75 \times 1,19 \times 0,85 \times 30 / 1,5 \times (1 - 30 / 250) = 13,35 \text{ MN/m}^2$$

$$|\sigma_{cd,max}| / f_{cd,fat} < 0,5 + 0,45 \times |\sigma_{cd,min}| / f_{cd,fat}$$

$$|-0,90| / 13,35 = 0,07 < 0,5 + 0,45 \times 0 / 13,35 = 0,5$$

→ Nachweis erfüllt

Die Nachweise gegen Ermüdung sind damit erfüllt.

3.3.8 Nachweise der Rissbreiten nach [DIN 1045-1; 2001]

Im Folgenden wird nur die rissbreitenbegrenzende Bewehrung für die ständige Lastbeanspruchung dimensioniert. Die darüber hinaus zu berücksichtigende Mindestbewehrung für die Beanspruchung aus abfließender Hydratationswärme ist nach [ZTV-W LB 215; 2004], 11.2 (25) mit dem Merkblatt „Früher Zwang“ der BAW zu ermitteln.

Die Nachweise sind für die quasi ständige (charakteristische) Kombination zu führen. Die zulässige rechnerische Rissbreite beträgt 0,25 mm. Für die erdseitige Bewehrung am untersuchten Schnitt ist die Einwirkungskombination Betrieb Unterwasser, für die kammerseitige Bewehrung die Einwirkungskombination Betrieb Oberwasser maßgebend.

Die Nachweisführung erfolgt gemäß Abschnitt 11.2.4 der [DIN1045-1; 2001]; der vereinfachte Nachweis auf Tabellenbasis nach DIN-Abschnitt 11.2.3 ist entspre-

chend [ZTV-W LB 215; 2004] nicht zulässig. Zunächst sind die Stahlspannungen und die zugehörigen Dehnungsdifferenzen zu ermitteln und anschließend auf der Basis empirischer Rissabstände (DIN-Gl. (137)) die Rissbreiten zu berechnen. Da die Kammerwand der Schleuse ein dickes Bauteil ist, wird der Wirkungsbereich der Bewehrung $A_{s,eff}$ entsprechend der Empfehlungen zur DIN (Heft 525 des DAfStb) nach Bild 3.11 des DAfStb-Heftes 466 ermittelt.

3.3.8.1 Begrenzung der Rissbreiten im Schnitt A, außen

Für die Gebrauchstauglichkeit wird eine separate Einwirkungskombination erstellt. Da diese bis auf den Anteil Verkehr der Kombination S1 bzw. S2 beim Nachweis der Tragfähigkeit entspricht, wird die Kombination wie folgt definiert:

Ständige Einwirkungen S1*:

Eigenlast, Schleusen hinterfüllung belastend, Erddrucklasten aus Temperatur, max. Grundwasserstand, $BW_u = 55,75 \text{ m}$, kein Verkehr auf Plattform und Hinterfüllung

$$M_{ed} = 1,0 \times (-28,56) + 1,0 \times 1586,19 + 1,0 \times 416,75 + 1,0 \times (-110,72) + 1,0 \times 396,55 = 2260,21 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 1,0 \times (-958,6) = -958,60 \text{ kN}$$

Ermittlung der Spannungen

Schnittgrößen:	Abmessungen:
$M_{ed} = 2260,21 \text{ kNm}$	$h = 2,50 \text{ m}$
$N_{ed} = -958,60 \text{ kN}$	$b = 1,00 \text{ m}$
$M_{ed,s} = 3362,60 \text{ kNm}$	$d_1 = 0,10 \text{ m}$
	$d = 2,40 \text{ m}$
	$z_{s1} = 1,15 \text{ m}$

Material:

$$E_s = 200000 \text{ MN/m}^2$$

$$E_c = 31900 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha_e = 6,27$$

Bewehrung:

$$A_{s1} = 31,16 \text{ cm}^2$$

Gleichungen:

$$A_{sm} = A_{s1} - (N / \sigma_{s1})$$

$$x = [\alpha_e \times A_{sm} / (10000 \times b)] \times [-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times d / ((A_{sm} / 10000) \times \alpha_e)}]$$

$$z = d - x/3$$

$$\sigma_{s1} = M_{eds} / [1000 \times z \times (A_{sm} / 10000)]$$

$$\sigma_{c2} = [-2 \times M_{eds} / (1000 \times z \times b \times x)]$$

Iteration:

ENDWERTE

$$\sigma_{s1} = 172,60 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_c = -6,52 \text{ MN/m}^2$$

**Rissbreitennachweis gemäß [DIN 1045-1; 2001],
Abschnitt 11.2.4:**

Betonklasse C 30/37
 vorh. Bewehrung = 31,6 cm²
 E-Modul E_{com} = 31900 N/mm²
 E-Modul E_{cm} = 28710 N/mm²
 Zugfestigkeit f_{ctm} = 2,9 N/mm²
 Querschnittshöhe h = 2,5 m
 Statische Höhe d = 2,4 m
 Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ = 3250 cm²
 (nach Bild 3.11, DAfStb-Heft 466)
 effektiver Bewehrungsgrad = 0,0096
 E-Verhältnis α_e = 6,97
 mittlere Dehnungsdifferenz = 0,000221
 Vergleichswert $0,6 \sigma_s / E_s$ = 0,000518
 maßgebende Dehnung = 0,000518
 Stahlspannung infolge Last σ_s = 172,6 N/mm²
 zul. Rissbreite w_k = 0,25 mm
 max. zul. Stabdurchmesser d_s = 16,6 mm
 Vergleichswert d_s = 29,2 mm
 max. zul. Stabdurchmesser d_s = 29,2 mm

Alle Stabdurchmesser bis einschließlich \varnothing 28 können verwendet werden.

**3.3.8.2 Begrenzung der Rissbreiten im
Schnitt A, innen****Ständige Einwirkungen S2*:**

Eigenlast, Schleusen hinterfüllung entlastend, min.
 Grundwasserstand, $BW_u = 65,40$ m;
 Kein Verkehr auf Plattform und Hinterfüllung, keine
 Temperatureinwirkungen.
 $M_{ed} = 1,0 \cdot (-28,56) + 1,0 \cdot 1410,68 + 1,0 \cdot 221,09 +$
 $1,0 \cdot (-4285,59) = -2682,38$ kNm
 $N_{ed} = 1,0 \cdot (-958,6) = -958,60$ kN

Ermittlung der Spannungen

Schnittgrößen: Abmessungen:
 $M_{ed} = 2682,38$ kNm $h = 2,50$ m
 $N_{ed} = -958,60$ kN $b = 1,00$ m
 $M_{ed,s} = 3784,77$ kNm/m $d_1 = 0,10$ m
 $d = 2,40$ m
 $z_{s1} = 1,15$ m

Material:
 $E_s = 200000$ MN/m²
 $E_c = 31900$ MN/m²
 $\alpha_e = 6,27$

Bewehrung:
 $A_{s2} = 35,51$ cm²

Gleichungen:
 $A_{sm} = A_{s1} - (N / \sigma_{s1})$
 $x = [\alpha_e \cdot A_{sm} / (10000 \cdot b)] \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / ((A_{sm} / 10000) \cdot \alpha_e)}]$
 $z = d - x/3$
 $\sigma_{s1} = M_{eds} / [1000 \cdot z \cdot (A_{sm} / 10000)]$
 $\sigma_{c2} = [-2 \cdot M_{eds} / (1000 \cdot z \cdot b \cdot x)]$

Iteration:
 ENDWERTE
 $\sigma_{s1} = 203,70$ MN/m²
 $\sigma_c = -7,49$ MN/m²

**Rissbreitennachweis gemäß [DIN 1045-1; 2001],
Abschnitt 11.2.4:**

Betonklasse C 30/37
 vorh. Bewehrung = 35,5 cm²
 E-Modul E_{com} = 31900 N/mm²
 E-Modul E_{cm} = 28710 N/mm²
 Zugfestigkeit f_{ctm} = 2,9 N/mm²
 Querschnittshöhe h = 2,5 m
 Statische Höhe d = 2,4 m
 Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ = 3250 cm²
 (nach Bild 3.11, DAfStb-Heft 466)
 effektiver Bewehrungsgrad = 0,0109
 E-Verhältnis α_e = 6,97
 mittlere Dehnungsdifferenz = 0,000450
 Vergleichswert $0,6 \sigma_s / E_s$ = 0,000611
 maßgebende Dehnung = 0,000611
 Stahlspannung infolge Last σ_s = 203,7 N/mm²
 zul. Rissbreite w_k = 0,25 mm
 max. zul. Stabdurchmesser d_s = 16,1 mm
 Vergleichswert d_s = 21,0 mm
 max. zul. Stabdurchmesser d_s = 21,0 mm

Zum Vergleich: bei Einbau von Bewehrungsstahl mit
 $d_s = 28$ mm wäre ein Bewehrungsquerschnitt von
 41,05 cm²/m erforderlich.

($\sigma_s = 177,77$ MN/m², $w_{cal} = 0,25$ mm, $\rightarrow d_{s,lim} = 29,0$ mm
 > 28 mm)

3.4 Berechnung im Schnitt A nach [DIN 1045; 1988]

3.4.1 Schnittkraftermittlung nach [DIN 1045; 1988]

Für den direkten Vergleich der Bemessung nach [DIN 1045-1; 2001] mit [DIN 1045; 1988] wird das gleiche System mit den gleichen Lastkombinationen und Überlagerungen untersucht. Dabei sind die Lastkombinationen in die Lastfälle 1, 2 und 3 der [DIN 19702; 1992] einzuordnen. In den Lastfällen 2 und 3 können die globalen Sicherheitswerte mit den Faktoren 0,87 bzw. 0,77 abgemindert werden. Zu beachten ist, dass die Lastfälle der [DIN 19702; 1992] nicht identisch mit den definierten Lastfällen des Abschnitts 3.2 sind!

Folgende Zuordnung der bisherigen Bemessungssituationen nach dem neuen Sicherheitskonzept in die Lastfälle 1, 2 und 3 wird vorgenommen:

ständige Bemessungssituation S1 + S2
→ Lastfallkombination I + II
(entspricht LF 1 der DIN 19702)

vorübergehende Bemessungssituation V1 + V2
→ Lastfallkombination III + IV
(entspricht LF 2 der DIN 19702)

außergewöhnliche Bemessungssituation A1
→ Lastfallkombination V
(entspricht LF 3 der DIN 19702)

Die Kombinationen S3 und V3 ohne Verkehrslast auf die Hinterfüllung werden nicht maßgebend.

Die Schnittgrößen am Schnitt A ergeben sich aus den charakteristischen Werten der Tabelle 3.1, wobei die

Zwangsschnittkräfte (Einwirkung 12: Temperatur Sommer, Einwirkung 13: Temperatur Sommer, Erddruckumlagerung und Einwirkung 14: Temperatur Winter) nach [DIN 1045; 1988], 17.1.1 mit dem Wert 1/1,75 in Rechnung gestellt werden.

Die dick gedruckten Werte liefern die maßgebenden Schnittkräfte für die Bemessung.

3.4.2 Biegebemessung nach [DIN 1045; 1988]

Zusätzlich zur Biegebewehrung infolge Tragfähigkeit ist auch hier nach [DIN 19702; 1992], 4.5.2.1 der Risswasserdruck bei der Ermittlung der Längsbewehrung zu berücksichtigen. Diese zusätzlich erforderliche Bewehrung (ΔA_s) ist zu der aus den äußeren Lasten (A_s^*) zu addieren. Die gesamte erforderliche Längsbewehrung infolge Tragfähigkeit wird mit A_s bezeichnet.

Die Größe des Risswasserdruckes ist von der hydrostatischen Druckhöhe am Zugrand des Bauteils abhängig. Im Schnitt A ist für die äußere Bewehrung (A_{s1}) der zur Bemessungssituation gehörende Grundwasserstand und für die innere Bewehrung (A_{s2}) der zugehörige Betriebswasserstand anzusetzen. Zur Ermittlung der zusätzlich erforderlichen Bewehrung infolge Risswasserdrucks wird die Gleichung (4) in [DIN 19702; 1992], 4.5.2.1.2 herangezogen. Der Faktor α_w wird nach DIN-Bild 8 vereinfachend mit seinen Maximalbetrag von 0,5 angenommen.

3.4.2.1 Bewehrung an der Wandinnenseite

Für die innere Bewehrung (min M) ist das Bemessungsmoment der Lastkombination IV(V2) maßgebend, siehe Tabelle 3.7.

Lastkombinationen	Eta	Summe
I (S1) N = -959	= -959 *	1,00 = -959 kN
Q = 113 + 351 + 198 -82 + 50 + 37	= 668 *	1,00 = 668 kN
M = -29 + 638 + 1586 + 417 -111 + 227 + 150	= 2879 *	1,00 = 2879 kNm
II (S2) N = -959 + -84	= -1043 *	1,00 = -1043 kN
Q = 299 + 130 -938 -4	= -513 *	1,00 = -513 kN
M = -29 -71 + 1411 + 221 -4286 -50	= -2804 *	1,00 = -2804 kNm
III (V1) N = -959	= -959 *	0,87 = -834 kN
Q = 113 + 351 + 198 + 88 + 37	= 788 *	0,87 = 685 kN
M = -29 + 638 + 1586 + 417 + 397 + 150	= 3160 *	0,87 = 2749 kNm
IV(V2) N = -959 + -84	= -1043 *	0,87 = -907 kN
Q = 299 + 130 -938 -45	= -554 *	0,87 = -482 kN
M = -29 -71 + 1411 + 221 -4286 -610	= -3364 *	0,87 = -2926 kNm
V(A1) N = -959	= -959 *	0,77 = -738 kN
Q = 113 + 351 + 530 -82 + 50 + 37	= 1000 *	0,77 = 770 kN
M = -29 + 638 + 1586 -111 + 1821 + 227 + 150	= 4283 *	0,77 = 3298 kNm

Tabelle 3.7: Schnittgrößen am Schnitt A

Die Bemessung erfolgt mit der m_s – Bemessungstafel für Rechteckquerschnitte ohne Druckbewehrung (Normalbeton \leq B55; Betonstahl BSt 500)

Bauteilbreite	$b = 1,00 \text{ m}$
Bauteilhöhe	$d = 2,50 \text{ m}$
Betondeckung	$c = 0,06 \text{ m}$
Statische Höhe	$h = 2,40 \text{ m}$
	$z_{s1} = 1,19 \text{ m}$

Schnittkräfte

M	$= 2,93 \text{ MNm}$
N	$= -0,91 \text{ MN}$
$M_s = M - N \cdot z_{s1}$	$= 4,005 \text{ MNm}$

Betongüte

β_{WN}	$= 35 \text{ MN/m}^2$
β_R	$= 23 \text{ MN/m}^2$

Stahlgüte

β_s	$= 500 \text{ MN/m}^2$
γ_s	$= 1,75$

Tafeleingangswert

$m_s = M_s / (b \cdot d^2 \cdot \beta_R)$	$= 0,0302$
Δm_s	$= 0,0000$

kleiner Ablesewert

ω_1	$= 0,0550$
------------	------------

nächst größerer Wert

ω_2	$= 0,0750$
------------	------------

ω -Wert interpoliert

$\omega = \omega_1 + \Delta m_s \cdot \Delta \omega / 0,01$	$= 0,0550$
---	------------

erf. Stahlmenge

$\text{erf } A_{s2}^* = (\omega \cdot b \cdot d \cdot \beta_R + N \cdot \gamma_s) \cdot 10000 / \beta_s$	
$\text{erf } A_{s2}^* = 28,98 \text{ cm}^2$	

Nach [DIN 19702; 1992], 4.5.2.1.2, ist der Risswasserdruck bei der Ermittlung der Biegebewehrung zu berücksichtigen. Diese zusätzlich erforderliche Bewehrung ist zu der aus den äußeren Lasten zu addieren. Für die innere Bewehrung und der hier maßgebenden Lastkombination IV(V2) ist Oberwasser bei 65,4 m üNN zu berücksichtigen.

$$\text{erf } \Delta A_{s2} = \alpha_w \cdot h_w \cdot d \cdot b \cdot 1,75 / \beta_s$$

aus Bild 8

	$\alpha_w < 0,50$
Oberwasser bei 65,4 m	$h_{\text{Wasser}} = 65,4 - 51,7 = 13,7 \text{ m}$

	$\text{erf } \Delta A_{s2} = 5,99 \text{ cm}^2$
erf. Stahlmenge	$\text{erf } A_{s2}^* = 28,98 \text{ cm}^2$

$$\text{erf } A_{s2} = 34,97 \text{ cm}^2$$

3.4.2.2 Bewehrung an der Wandaußenseite

Für die äußere Bewehrung (max M) ist das Bemessungsmoment der Lastkombination V (A1) maßgebend, siehe Tabelle 3.7.

Die Bemessung erfolgt wiederum mit der m_s – Bemessungstafel für Rechteckquerschnitte ohne Druckbe-

wehrung und ergibt einen erforderliche Bewehrungsquerschnitt von:

$$\begin{aligned} \text{erf } A_{s1}^* &= 37,76 \text{ cm}^2/\text{m} \\ + \text{erf } \Delta A_{s1} &= 4,51 \text{ cm}^2/\text{m} \\ = \text{erf } A_{s1} &= 42,27 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Bei der Ermittlung der Zusatzbewehrung infolge Risswasserdrucks für die äußere Bewehrung und den Lastfall V(A1) ist der extreme Grundwasserstand bei 62,0 m üNN zu berücksichtigen.

3.4.3 Schubbemessung nach [DIN 1045; 1988]

Es erfolgt eine Querkraftermittlung an der Stelle $x = h / 2 = 1,20 \text{ m}$. Bei linearer Querkraftverteilung über die Höhe ergibt sich für die maßgebende Querkraft der Wert

$$Q = 770 \text{ kN} \cdot 10,1 \text{ m} / 11,3 \text{ m} = 688 \text{ kN}.$$

Daraus folgt:

$$\tau_o = Q / (0,85 \cdot d \cdot b) = 688 / (0,85 \cdot 240 \cdot 100) = 0,034 \text{ kN/cm}^2 = 0,34 \text{ MN/m}^2 >$$

$$k_1 \cdot \tau_{o11} = 0,5 \cdot 0,60 = 0,3 \text{ MN/m}^2 < \tau_{o2}$$

→ Querkraftbewehrung erforderlich

$$\text{erf. } a_{sBü} = (\tau_o^2 \cdot b) / (\tau_{o2} \cdot \sigma_s) = 0,34^2 \cdot 100 / 2,4 \cdot 2,86 = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m bzw.}$$

$$\text{erf. } a_{sBü} = 0,4 \cdot \tau_o \cdot b / \sigma_s = 0,40 \cdot 0,34 \cdot 100 / 2,86 = 4,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.4.4 Nachweis gegen Ermüdung (Begrenzung der Stahlspannung unter Gebrauchslast nach [DIN 1045; 1988])

Nach [DIN 1045; 1988], Abs. 17.8, ist die Schwingbreite der Stahlspannung bei nicht vorwiegend ruhender Gebrauchslast zu begrenzen und darf folgende Werte nicht überschreiten:

- in geraden/schwach gekrümmten Stababschnitten (Biegerollen $\varnothing d_{br} \geq 25d_s$) = 180 N/mm²
- in gekrümmten Stababschnitten mit einem Biegerollen $\varnothing 25d_s > d_{br} \geq 10d_s$ = 140 N/mm²
- in gekrümmten Stababschnitten mit einem Biegerollen $\varnothing d_{br} < 10d_s$ = 100 N/mm²

Die zulässigen Spannungsschwingbreiten entsprechen der Dauerfestigkeit des Bewehrungsstahls und sind somit unabhängig von der Lastspielzahl.

Ein Nachweis bezüglich der Materialermüdung im Beton ist nicht erforderlich.

Für die Begrenzung der Stahlspannung werden separate Lastfallkombinationen erstellt. Diese entsprechen den Einwirkungskombinationen E1 bzw. E2 der Tabelle 3.4 (Tabelle 3.8).

		Bemessungsschnittgröße		
		$N_{ed} = N$ [kN]	$V_{ed} = Q$ [kN]	$\min M_{ed} = \min M$ [kNm] $\max M_{ed} = \max M$ [kNm]
Betrieb UW	E1	- 958,6	407,5	
Betrieb OW	E2	- 958,6	- 449,0	1678,1

Tabelle 3.8: Schnittgrößen für die Ermüdungsnachweise
(Auszug aus Tabelle 3.4)

Beim Nachweis der Schubbewehrung ist nach [DIN 1045; 1988], 17.8 (2) die Druckstrebenneigung mit 45° anzusetzen. Die gekrümmten Stababschnitte der Bügelbewehrung werden nicht berücksichtigt, da sie bei einer Bauteildicke von 2,50 m keine wesentliche Rolle spielen. Im Gegenzug wird auf die Möglichkeit verzichtet, den Anteil der vorwiegend nicht ruhenden Lasten mit dem Faktor 0,6 abzumindern. Der zulässige Wert für die Spannungsschwingbreiten in der Biegezug- und Querkraftbewehrung ergibt sich damit zu 180 N/mm^2 . Es wird die jeweils maßgebende Biegebewehrung aus dem Tragfähigkeitsnachweis angesetzt.

Aus der Überlagerung der Spannungen aus den beiden Betriebszuständen Schleuse auf Oberwasser und Schleuse auf Unterwasser sind die Spannungsschwingbreiten zu bilden. Die Spannungsermittlung kann per Hand iterativ mit den einschlägigen Formeln

$$A_{sm} = A_{s1} - (N / \sigma_{s1})$$

$$x = [\alpha_e \cdot A_{sm} / (10000 \cdot b)] \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / ((A_{sm} / 10000) \cdot \alpha_e)}]$$

$$z = d - x/3$$

$$\sigma_{s1} = M_{eds} / [1000 \cdot z \cdot (A_{sm} / 10000)]$$

$$\sigma_{c2} = [-2 \cdot M_{eds} / (1000 \cdot z \cdot b \cdot x)]$$

oder mit den üblichen PC-Tools (Betonkalender u. a.) erfolgen. Insgesamt ergeben sich folgende Spannungen:

$A_{s1}/A_{s2} = 42,27 / 34,97 \text{ cm}^2/\text{m}$	Betrieb UW E1	Betrieb OW E2
Stahlspannung Außenseite [MN/m ²]	73,03	
Stahlspannung Innenseite		183,83
Betonspannung Außenseite		-7,00
Betonspannung Innenseite	-4,10	

a) Biegebewehrung:

Für den **Nachweis der äußeren Bewehrung** A_{s1} ist die maximale Zugspannung im Stahl für die Lastfallkombination E1 und die maximale Druckspannung des umgebenden Betons für E2 heranzuziehen. Die Betondruckspannung (negatives Vorzeichen!) wird mir Hilfe des Verhältnisses der Elastizitätsmoduln umgerechnet und von der Stahlspannung abgezogen. Daraus ergibt sich die maximale Stahlspannungsschwingbreite $\Delta \sigma_s$.

$$A_{s1} = 42,27 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$\alpha_e = E_s / E_c = 210000 / 34000 = 6,17$$

$$\Delta \sigma_s = 73,03 - \alpha_e \cdot (-7,00) = 116,22 \text{ MN/m}^2 < 180 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis erfüllt

Für den **Nachweis der inneren Bewehrung** A_{s2} ist die maximale Zugspannung im Stahl für die Lastfallkombination E2 und die maximale Druckspannung des umgebenden Betons für E1 heranzuziehen. Daraus ergibt sich die maximale Stahlspannungsschwingbreite $\Delta \sigma_s$.

$$A_{s2} = 34,97 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$\alpha_e = E_s / E_c = 210000 / 34000 = 6,17$$

$$\Delta \sigma_s = 183,83 - \alpha_e \cdot (-4,10) = 209,13 \text{ MN/m}^2 > 180 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis nicht erfüllt!

Die innere Bewehrung muss um ca. 20 % erhöht werden:

$$\text{gew.: } A_{s2} = 42,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Danach ergeben sich mit $A_{s2} = 42,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ folgende Spannungen:

$A_{s1}/A_{s2} = 42,27 / 42,47 \text{ cm}^2/\text{m}$	Betrieb UW E1*)	Betrieb OW E2
Stahlspannung Außenseite [MN/m ²]	73,03	
Stahlspannung Innenseite		153,58
Betonspannung Außenseite		-6,49
Betonspannung Innenseite	-4,10	

*) Spannungen für E1 werden vereinfachend aus vorangegangenen Berechnungen entnommen

$$\Delta \sigma_s = 153,58 - \alpha_e \cdot (-4,10) = 178,88 \text{ MN/m}^2 < 180 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis erfüllt

b) Querkraftbewehrung:

Nach Abschnitt 17.8 (2) der [DIN 1045; 1988] ist die Neigung der Druckstrebe mit 45° anzunehmen. Die Spannung im Bügelstahl ergibt sich damit näherungsweise zu $\sigma_s = Q / (a_{sBü} \cdot z)$. Der Nachweis wird für den Wert der Querkraft $Q = 449 \text{ kN}$ für die Lastfallkombination E2 mit dem zugehörigen z-Wert von 2,25 m aus der Biegespannungsermittlung geführt:

$$a_{sBü} = 4,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = \Delta \sigma_s = 420,1 \text{ N/mm}^2 > 180 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis nicht erfüllt!

Die Querkraftbewehrung muss erheblich um ca. den Faktor 2,3 erhöht werden:

$$\text{gew.: } a_{sBü} = 11,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = \Delta \sigma_s = 179,5 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ MN/m}^2$$

→ Nachweis erfüllt

3.4.5 Rissbreitenbeschränkung nach [DIN 1045; 1988]

Die rissbreitenbegrenzende Bewehrung ist für die ständige Lastbeanspruchung zu dimensionieren. Die Nachweise sind für die quasi ständige Lastkombination zu führen. Für die erdseitige Bewehrung an der Wandaußenseite am untersuchten Schnitt ist die Lastkombination Betrieb Unterwasser, für die kammerseitige Bewehrung die Kombination Betrieb Oberwasser maßgebend. Es werden wiederum separate Lastkombinationen definiert. Da diese – bis auf den Lastanteil Verkehr – den Einwirkungskombinationen S1 und S2 aus der Bemessung nach der neuen Norm entsprechen, werden nachfolgende Bezeichnungen gewählt:

Ständige Einwirkungen S1*:

Eigenlast, Schleusen hinterfüllung belastend, Erd-drucklasten aus Temperatur, max. Grundwasserstand, $BW_u = 55,75$ m (**kein Verkehr** auf die Plattform und auf die Hinterfüllung)

$$M = -28,56 + 1586,19 + 416,75 - 110,72 + 396,55 = 2260,21 \text{ kNm}$$

$$N = -958,60 \text{ kN}$$

Die eingelegte Bewehrungsmenge ergibt sich aus der Biegebemessung für die äußere Bewehrung Lastfallkombination IV (V2) (unter 4.2.2):

$$\text{erf. } A_{s1} = 42,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ständige Einwirkungen S2*: (ZwÜ)

Eigenlast, Schleusen hinterfüllung entlastend, min. Grundwasserstand, $BW_o = 65,40$ m

(**kein Verkehr** auf die Plattform und auf die Hinterfüllung, keine Temperatureinwirkungen)

$$M = -28,56 + 1410,68 + 221,09 - 4285,59 = -2682,38 \text{ kNm}$$

$$N = -958,6 \text{ kN}$$

Die eingelegte Bewehrungsmenge ergibt sich aus der Biegebemessung für die innere Bewehrung Lastfallkombination II (S2) (unter 4.2.1):

$$\text{erf. } A_{s2} = 34,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Für die in der Lastkombination S1* bzw. S2* ermittelten Bewehrungsmengen werden die Stahlspannungen ermittelt und diesen der jeweilige Grenzdurchmesser nach Tabelle 14 der DIN zugeordnet. Die maximal zulässige rechnerische Rissbreite nach [ZTV-W LB 215; 2004] beträgt 0,25 mm. Dieser Grenzwert wird gemäß DAfStb-Heft 400 mit der Zeile 3 der DIN-Tabelle 14 berücksichtigt. Die Spannungsberechnung erfolgt analog zum Ermüdungs-Nachweis unter Abschnitt 4.4. Es ergeben sich folgende Spannungen und nach Anpassung an die Bauteildicke durch Multiplikation mit dem Faktor $d / (10 \times (d - h)) = 2,5$ folgende Grenzdurchmesser:

$A_{s1}/A_{s2} =$ 42,27 / 34,97 cm ² /m	Wand- innen- seite (S2*)	Wand- außen- seite (S1*)
Stahlspannung [N/mm ²]	206,4	91,9
Durchmesser Tabellenwert [mm]	19	> 28
zul. Durchmesser [mm]	> 28	> 28

Alle Stabdurchmesser bis einschließlich $\varnothing 28$ können verwendet werden.

3.5 Vergleich der Ergebnisse nach [DIN 1045-1; 2001] und [DIN 1045; 1988]

3.5.1 Vergleich am Schnitt A

		[DIN 1045-1; 2001]			[DIN 1045; 1988]		
		Ein- wirkungs- kombination	A_{s1} außen cm ² /m	A_{s2} innen cm ² /m	A_{s1} außen cm ² /m	A_{s2} innen cm ² /m	Last- kombi- nation
Biegung	Biegezugbe- wehrung	S1 V3 A1	30,85 31,16	35,51	42,27	34,97	I II V
	Ermüdung	E1 / E2	*)	42,47	*)	42,47	E1 / E2
	Rissweite $\varnothing 28$	S1*+S2*	*)	41,05	*)	*)	S1*+S2*
maßgebend			31,16	42,47	42,27	42,47	
Querkraft	Querkraftbe- wehrung	S1 A1	2,37 2,24		4,75		V
	Ermüdung	E1 / E2	7,54		11,20		E1 / E2
	maßgebend		7,54		11,20		

*) Nachweis nicht maßgebend; die erforderliche Bewehrung aus dem statischen Tragfähigkeitsnachweis ist ausreichend.

Tabelle 3.9: Zusammenstellung der erforderlichen Bewehrung am Schnitt A

Zu den einzelnen Nachweisen im Schnitt A kann folgende vergleichende Zusammenfassung gegeben werden:

- Biegebemessung:
Die Berechnung nach alter [DIN 1045; 1988] liefert bei der Biegebemessung auf der Außenseite eine um 36 % erhöhte erforderliche Bewehrung gegenüber der neuen [DIN 1045-1; 2001]; auf der Innenseite hingegen ist nach neuer [DIN 1045-1; 2001] nur ein geringer Mehrbedarf von 1,5 % gegenüber der alten [DIN 1045; 1988] zu verzeichnen.
Die Ursache für die große Abweichung auf der Außenseite liegt im Sicherheitskonzept für die hier maßgebende außergewöhnlichen Bemessungssituation A1. Die Gesamtsicherheit nach alter Norm ergibt sich aus dem Wert 1,75 nach [DIN 1045; 1988] und der zulässigen Abminderung mit dem Faktor 0,77 nach [DIN 19702; 1992] für den Lastfall 3. Nach dem neuen Sicherheitskonzept sind auf der Einwirkungsseite die Teilsicherheitsbeiwerte zu 1,0 und auf der Widerstandsseite für den Bewehrungsstahl ebenfalls zu 1,0 zu setzen. Einer globalen rechnerischen Sicherheit nach alter Norm von

$1,75 \times 0,77 = 1,35$ steht somit eine Sicherheit von 1,0 nach der neuen Norm gegenüber.

- **Querkraftbemessung:**

Die stark unterschiedlichen Ergebnisse in der erforderlichen Querkraftbewehrung sind mit der jeweils unterschiedlichen Neigung der Druckstrebe zu erklären. Diese wurde im Nachweis gemäß neuer Norm mit lediglich $\cot\theta = 3,0$ (18°) angesetzt und ist somit kleiner als der Wert gemäß alter [DIN 1045; 1988]. Näherungsweise ist es aber auch in der neuen Norm erlaubt, bei Biegung mit Längsdruck $\cot\theta = 1,2$ (40°) als Standardwert zu setzen. Wenn man dies vergleichsweise tut, erhält man eine erforderliche Querkraftbewehrung für die Bemessungssituation S1 von $2,37 \times 3,0/1,2 = 5,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ und weicht so nur noch wenig von den $4,75 \text{ cm}^2/\text{m}$ der [DIN 1045; 1988] ab.

- **Nachweis gegen Ermüdung/Begrenzung der Stahlspannung:**

Für den Nachweis gegen Materialermüdung reicht die eingelegte äußere Bewehrung aus der Biegebemessung in beiden Fällen aus. Für die innere Bewehrung ist jeweils eine Erhöhung um ca. 20 % festzustellen; d. h. der Ermüdungsnachweis ist für die Biegezugbewehrung an der Wandinnenseite bemessungsrelevant.

Auch bei der Querkraftbewehrung sind die Ermüdungsnachweise maßgebend. Im Vergleich der beiden Normen ergibt sich nach [DIN 1045; 1988] ein um fast 50 % höherer Wert. Dies ist durch die Tatsache zu erklären, dass nach [DIN 1045-1; 2001] beim Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung mit $\cot\theta_{\text{fat}} = \sqrt{\cot\theta} = \sqrt{3}$ gerechnet wird, wohingegen die [DIN 1045; 1988] wieder die 45° und damit $\cot\theta = 1,0$ vorgibt.

- **Nachweis der Rissbreitenbeschränkung:**

Auch für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit reicht die eingelegte Bewehrung aus der Biegebemessung aus, wobei jedoch nach neuer Norm der Grenzdurchmesser der innen liegenden Bewehrung auf 21 mm beschränkt wird. Dieser Unterschied bei den Grenzdurchmessern ergibt sich aus der möglichen Vergrößerung des Tabellenwertes der alten Norm mit dem Faktor $d / (10 \times (d-h))$. Auf Grund der großen Querschnittshöhen an Wasserbauwerken ergeben sich damit beim Nachweis nach alter Norm [DIN 1045; 1988] aus dem Rissbreitennachweis für statische Last keinerlei Einschränkungen.

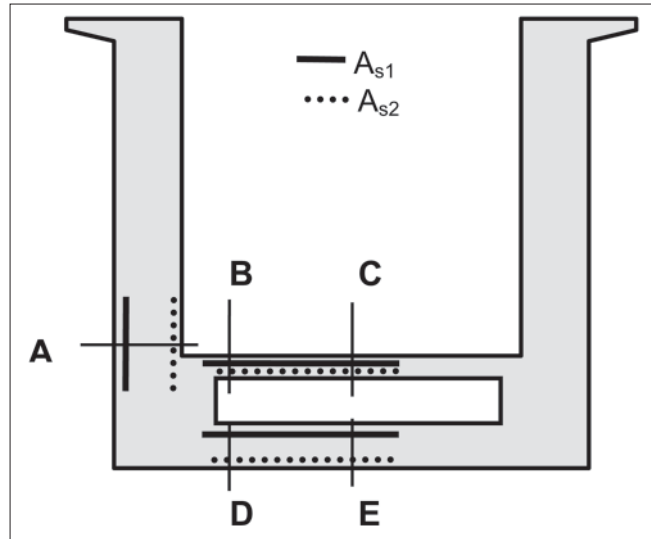


Bild 3.5: Querschnitt Schleusenammer mit den Bemessungsschnitten A bis E

3.5.2 Vergleich der Ergebnisse nach [DIN 1045-1; 2001] und [DIN 1045;1988] über den gesamten Schleusenquerschnitt

Im Folgenden werden die Bemessungsergebnisse nach [DIN 1045-1; 2001] und [1045; 1988] für den gesamten Schleusenammerquerschnitt (Schnitte A bis E) miteinander verglichen. Es werden die erforderlichen Bewehrungsmengen aus der Bemessung grafisch dargestellt (Bilder 3.5 bis 3.9). Dabei wird unterschieden zwischen der statisch erforderlichen Bewehrung infolge der Grundbeanspruchung (Biegung mit Längskraft inklusive Risswasserdruck bzw. Querkraft) und der erforderlichen Gesamtbewehrung einschließlich der Bewehrungserhöhungen infolge Ermüdung, Rissbreitenbeschränkung sowie konstruktiver Forderungen (Mindestbewehrung).

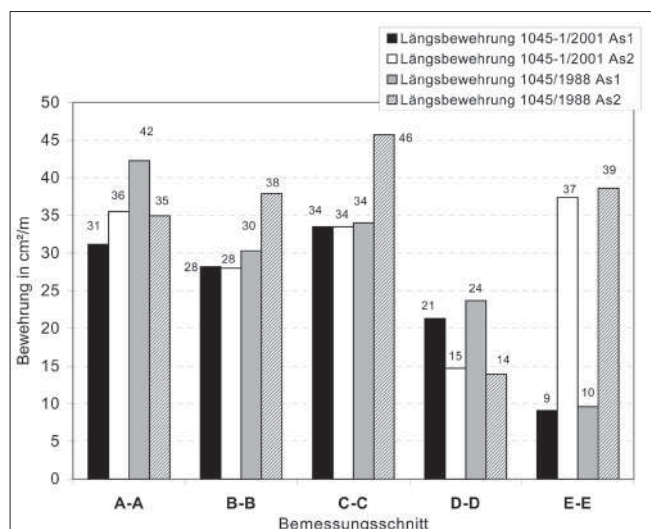


Bild 3.6: Erforderliche Längsbewehrung (Biegung einschließlich Risswasserdruck)

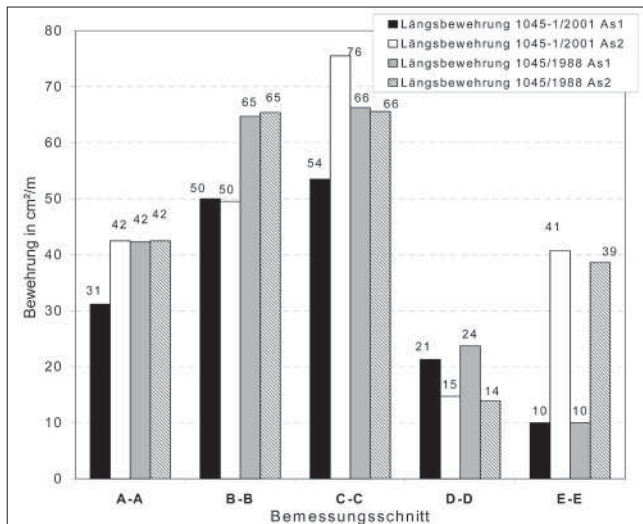


Bild 3.7: Längsbewehrung gesamt (Biegung einschließlich Risswasserdruck, Ermüdung und Rissbreitenbegrenzung)

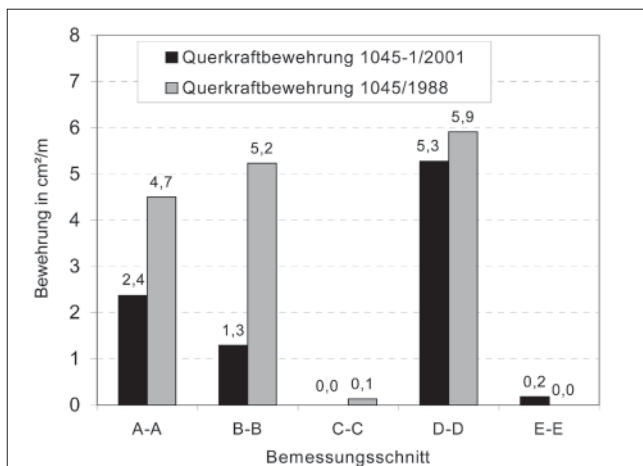


Bild 3.8: Querkraftbewehrung (ohne Ermüdung)

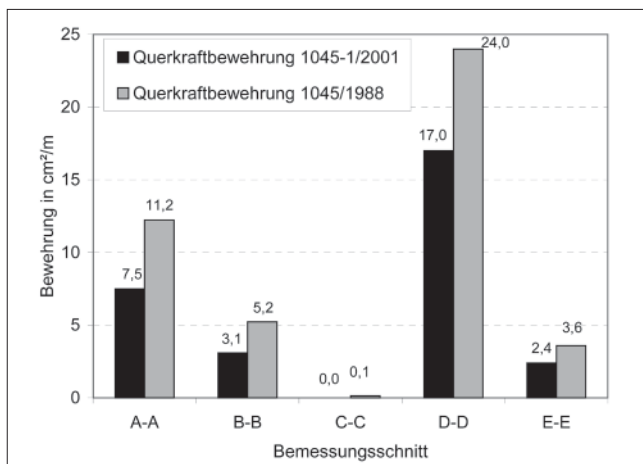


Bild 3.9: Gesamte erforderliche Querkraftbewehrung (einschließlich Ermüdung)

Es zeigt sich, dass die „neue“ Norm im Durchschnitt geringfügig geringere erforderliche Bewehrungsmengen bei der Biegebemessung ergibt. Bei der erforderlichen Querkraftbewehrung sind die Verhältnisse unterschiedlich. Es ist jedoch offensichtlich, dass in fast allen Fällen die Ermüdung bzw. Beschränkung der Stahl-

spannungen für die Querkraftbewehrung maßgebend wird. Beim Vergleich der erforderlichen Bewehrung zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreitenbegrenzung) ist das Verhältnis ambivalent; teilweise ist bei der Berechnung nach neuer Norm eine geringe Bewehrungseinsparung, teilweise ein Mehrbedarf zu verzeichnen. Bemerkenswert beim Nachweis der Rissbreiten sind insbesondere die hohen erforderlichen Bewehrungsmengen in den Querschnitten B und C: Für die Bemessungssituation S2* Betrieb Oberwasser entstehen hier durch Zwängungen nach beiden Normen sehr große Zugspannungen, die die erforderliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite offensichtlich deutlich erhöhen.

3.6 Zusammenfassung

In dem vorliegenden Bericht wird eine statische Berechnung für den Querschnitt einer Schleuse sowohl nach neuer Norm ([DIN 1045-1; 2001]) als auch nach alter Norm ([DIN 1045; 1988]) geführt. Ziel ist es, die unterschiedlichen Normengenerationen miteinander zu vergleichen, um ggf. vorhandene Abweichungen und Differenzen deutlich zu machen.

Es zeigt sich, dass die Anwendung der neuen Norm auf den untersuchten Schleusenquerschnitt im Mittel zu geringfügig wirtschaftlicheren Ergebnissen führt, also weniger erforderliche Bewehrung ergibt. Allerdings kann dies nicht für alle Wasserbauwerke verallgemeinert werden. Eine wichtige Ursache für die geringeren Bewehrungsmengen nach [DIN 1045-1; 2001] liegt im veränderten Sicherheitskonzept, besonders für die außergewöhnliche Bemessungssituation, wodurch für diesen Fall eine grundsätzliche Abweichung von ca. 35 % zur [DIN 1045; 1988] entsteht. Des Weiteren wird nach [DIN 1045-1; 2001] beim Nachweis ausreichender Querkrafttragfähigkeit die Betondruckstrebe stärker ausgenutzt als bisher, was zu einer Reduzierung der Querkraftbewehrung führt, ggf. unter Inkaufnahme eines hohen querkraftbedingten Zugkraftanteils in der Längsbewehrung.

Bei der vorliegenden Schleuse handelt es sich um ein für ein Wasserbauwerk relativ schlankes Bauwerk. Dies führt dazu, dass sich wechselnde Vorzeichen der Bemessungsmomente und Querkräfte in den einzelnen Einwirkungskombinationen an den meisten Schnitten einstellen. Aus diesem Grund ergeben sich aus den Nachweisen einer ausreichenden Ermüdungssicherheit des Bewehrungsstahls und der Gebrauchstauglichkeit häufig größere Bewehrungsmengen als aus dem allgemeinen Nachweis der Tragfähigkeit. Das heißt, die Ermüdungsnachweise sind für die Biegezug- und Querkraftbewehrung bemessungsrelevant. Dies gilt für beide Normengenerationen gleich. Der nach neuer Norm geforderte Nachweis ausreichender Sicherheit gegen Betonermüdung hingegen wird bei üblichen Wasserbauten i. d. R. keine Rolle spielen.

Zusammenfassend ist als Ergebnis dieser Vergleichsberechnung festzuhalten, dass sich bei einer Berechnung nach [DIN 1045-1; 2001] die erforderliche Längs- und Querkraftbewehrung durchschnittlich leicht reduziert. Allerdings ist darauf hinzuweisen, dass der Umfang der Berechnung nach neuer Norm, insbesondere durch die Vielzahl der Überlagerungsvarianten sowie durch den aufwändigeren Nachweis für die Querkrafttragfähigkeit, deutlich größer ist als nach alter Norm. Eine Berechnung ohne entsprechende Software, welche sowohl die Überlagerungen und die Wahl der Teilsicherheitsfaktoren als auch die Bemessung übernimmt, wird in Zukunft kaum noch möglich sein. Umso wichtiger erscheint eine sorgfältige Kontrolle der Ergebnisse.

4 Bemessungsbeispiel Schleuse Hohenwarthe

4.1 Grundlagen

Die Schleusenanlage Hohenwarthe (Bild 4.1) ist als Doppelsparschleuse mit seitlich liegenden Sparbecken konzipiert. Die Nutzlänge beträgt 190 m, die nutzbare Breite jeweils 12,50 m und die Fallhöhe zwischen 18,25 m und 19,05 m, je nach Wasserständen des Elbe-Havel-Kanals (EHK) und des Mittellandkanals (MLK). Der Achsabstand der beiden Schleusen beträgt 25 m.



Bild 4.1: Modell der Schleusenanlage Hohenwarthe

Die Sohle ist monolithisch ausgebildet, die aufgehenden Kammerwände sind in Kammerlamellen mit je 13,25 m Länge unterteilt. Im Ober- und Unterwasserbereich verbindet je eine Ein- bzw. Auslauflamelle, eine Übergangslamelle und eine Revisionslamelle die Schleuse mit der Kanalstrecke. Seitlich der Schleusenkammern sind je drei 190 m lange, terrassenförmig angeordnete Sparbecken vorgesehen, die über eine Rohrleitung mit den Einlauflamellen der Schleusenkammer verbunden sind. Zur weiteren Infrastruktur gehören Maschinenhäuser, ein Pumpwerk und eine im Unterhauptbereich der Schleuse querende Brücke.

Das Bauwerk wurde mit Beton B25 ausgeführt, für die Nachrechnung nach neuer Norm wird gemäß [ZTV-W LB 215; 2004] auf Grund der anzusetzenden Expositionsklassen ein Beton C 20/25 für die Sohle und C 25/30 für die Kammerwände angenommen. Für die folgenden Untersuchungen wurde ein charakteristischer Schleusenkammerquerschnitt festgelegt (Bild 4.2). In Abschnitt 4.5 erfolgt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse nach neuer und alter Norm unter Einbeziehung mehrerer Schnitte.

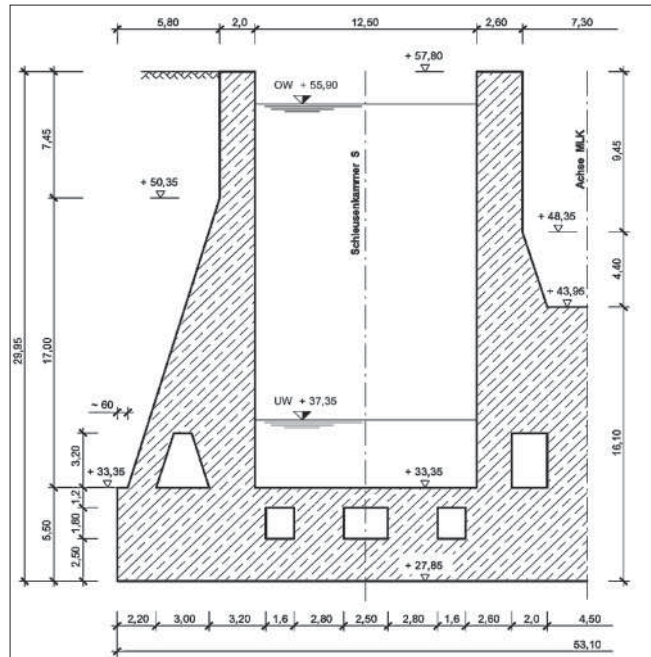


Bild 4.2: Hälfte des Schleusenkammerquerschnitts

Zur Bemessung wird der Schleusenquerschnitt als Stabwerk modelliert. Die Geometrie des Querschnitts wird durch unterschiedliche Querschnitte der Stabelemente abgebildet. Das System ist in den Bildern 4.3 und 4.4 dargestellt.

Das Stabwerk wird mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens elastisch gelagert. Je nach Art der Einwirkung (kurzfristig oder permanent) wird die Einwirkungskombination zur Berücksichtigung der Drainage des Porenwassers analog der Ausführungsstatik an einem System mit einem Bettungsmodul von $c = 6000 \text{ kN/m}^3$ (kurzfristige Einwirkung \rightarrow kleinere Setzung) oder an einem System mit einem Bettungsmodul von $c = 1000 \text{ kN/m}^3$ (permanente Einwirkung \rightarrow größere Setzung) gerechnet.

Beispiele:

Eigengewicht: verwendeter Bettungsmodul

$c = 1000 \text{ kN/m}^3$

Verkehrslast OK Mittelwandaufschüttung, $p = 10 \text{ kN/m}^2$:
verwendeter Bettungsmodul $c = 6000 \text{ kN/m}^3$

Alle Einwirkungen mit Oberwasser in mindestens einer Schleusenkammer werden an einem System mit einem gewichteten Bettungsmodul von $c = 2350 \text{ kN/m}^3$ angesetzt, der berücksichtigt, dass die Last aus halbgefüllter Kammer $((OW+UW)/2)$, für langfristige Setzungen maßgebend) mit dem geringen Bettungsmodul berechnet wird und der zusätzliche Lastanteil bis zur gefüllten Kammer (OW, kurzfristige Setzung) mit dem hohen Bettungsmodul in Ansatz gebracht wird. Die für

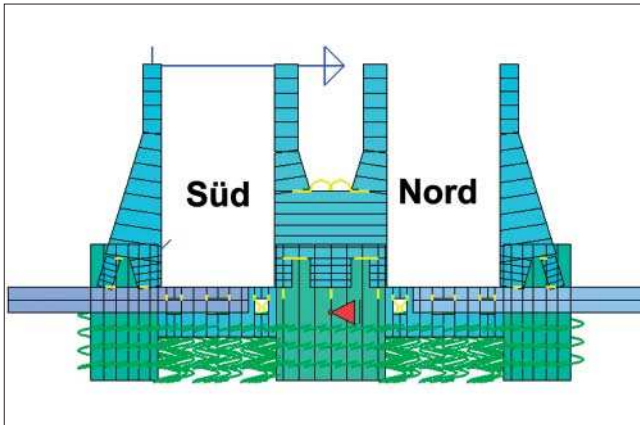


Bild 4.3: Querschnitt

die entsprechenden Einwirkungen verwendeten Bemessungsmoduln sind in Tabelle 4.1 aufgelistet.

4.2 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

4.2.1 Stahlbetonbemessung

Die Einwirkungen wurden der Ausführungsstatik entnommen und sind in Tabelle 4.1 dargestellt. Die Erddrücke wurden für die Ausschreibungsstatik mit einem geotechnischen FE-Programm für unterschiedliche Belastungskombinationen ermittelt. So existieren für unterschiedliche Kammerwasserstände und unterschiedliche Grundwasserstände jeweils eigene Erddruckansätze. Diese Ansätze wurden für die Vergleichsberechnungen übernommen. Die Einwirkung Trossenzug wurde in der Ausschreibungsstatik als Detailnachweis geführt. Für den Kammerquerschnitt als Ganzes ist diese Einwirkung, da sie bei Schleuse auf Oberwasser durch den Wasserdruck abgemindert wird, nicht relevant. Bei anderen (Schleusen-) Bauvorhaben können zusätzliche und andere Einwirkungen auftreten bzw. hier angeführte Einwirkungen irrelevant sein.

Für den zu bemessenden Querschnitt werden in Anlehnung an die Ausführungsstatik folgende Einwirkungskombinationen in den entsprechenden Bemessungssituationen untersucht:

Ständige Bemessungssituation

- S1 Betrieb UW (Eigengewicht, Erddruck für UW, hoher GW-Stand, Kammern auf UW, Temperatur Sommer, Verkehrslast 10 kN/m² auf den Plattformen)
- S2 Betrieb OW (Eigengewicht, Erddruck für OW, niedriger GW-Stand, Kammern auf OW, Temperatur Winter, Schiffsreibung)

Vorübergehende Bemessungssituation

- V1 Revision/Kammer leer (Eigengewicht, Erddruck, hoher GW-Stand, Temperatur Sommer, Verkehrslast 20 kN/m² auf den Plattformen, Eisdruck)

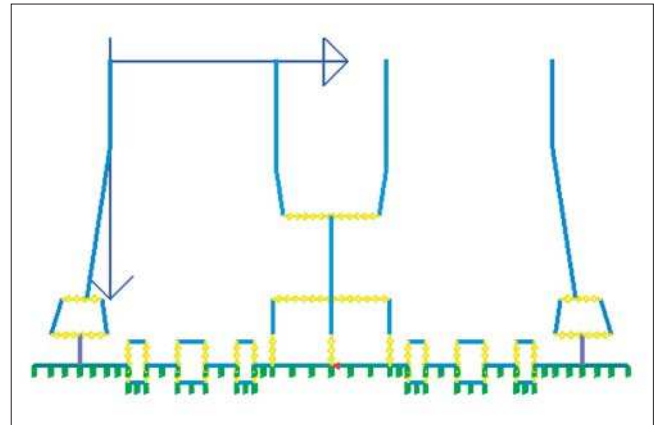


Bild 4.4: Stabelemente

Außergewöhnliche Bemessungssituation

- A1 Gesunkenes Schiff (Eigengewicht, Erddruck, Kammer leer/Kammer auf OW, hoher/niedriger GW-Stand, Temperatur Sommer/Winter, Verkehrslast 10 kN/m² auf den Plattformen, gesunkenes Schiff)
- A2 Schiffsstoß (Eigengewicht, Erddruck, niedriger GW-Stand, Kammern auf OW, Temperatur Winter, Schiffsstoß)
- A3 Druckstoß in den Kanälen (Eigengewicht, Erddruck, hoher GW-Stand, Kammern auf UW, Temperatur Sommer, Verkehrslast 10 kN/m² auf den Plattformen, Druckstoß)
- A4 Extremes Grundwasser (Eigengewicht, Erddruck, maximaler GW-Stand, Kammern auf UW, Temperatur Sommer, Verkehrslast 10 kN/m² auf den Plattformen)
- A5 Kammer läuft über (Eigengewicht, Erddruck, niedriger GW-Stand, Temperatur Winter)
- A6 Betrieb OW mit Erdbebenlasten (Eigengewicht, Erddruck, niedriger GW-Stand, Kammern auf OW, Temperatur Winter, Erdbeben)

Anmerkungen:

- **Grundwasserstände:** Die Zuordnung der Grundwasserstände erfolgt bei der Nachrechnung in Anlehnung an die Ausführungsstatik. Es werden ein niedriger und ein hoher Grundwasserstand angegeben, die beide ungünstig in allen Bemessungssituationen anzusetzen sind. Für die außergewöhnliche Bemessungssituation wird zusätzlich noch ein extremer Grundwasserstand angegeben.
- **Kammerwasserstände:** In Bild 4.2 ist der Ober- und Unterwasserstand angegeben. Gerechnet wird mit einem um 30 cm verringerten Unterwasserstand und einem um 25 cm erhöhten Oberwasserstand. Im Regelfall wird ein BWo (oberer Betriebswasserstand) und ein BWu (unterer Betriebswasserstand) vorgegeben.

Einwirkung	Bettungs- modul	Bemessungs- situationen		
		S	V	A
Eigengewicht	1100	X	X	X
Kiesfüllung Mittelwand, Erddruck	1100	X	X	X
Erddruck mit Grundwasser auf NN+41.5m, Kammer leer	1100		X	X
Erddruck mit Grundwasser auf NN+40.6 und Südkammer = Nordkammer = UW	1100	X		X
Erddruck mit Grundwasser auf NN+40.6m und Südkammer = Nordkammer = OW	2350	X		X
Erddruck mit Grundwasser auf NN+40.6m und Nordkammer=OW und Südkammer=UW	2350	X		X
Erddruck mit Grundwasser auf NN+40.6m und Nordkammer=UW und Südkammer=OW	2350	X		X
Erddruck mit Grundwasser auf NN+47m und Südkammer=Nordkammer=UW	1100			X
Verkehrslast OK Gelände Nordseite, $p=10 \text{ kN/m}^2$	6000	X		X
Verkehrslast OK Gelände Nordseite, $p=20 \text{ kN/m}^2$	6000		X	
Verkehrslast OK Gelände Südseite, $p=10 \text{ kN/m}^2$	6000	X		X
Verkehrslast OK Gelände Südseite, $p=20 \text{ kN/m}^2$	6000		X	
Verkehrslast OK Mittelwandaufschüttung $p=10 \text{ kN/m}^2$	6000	X		X
Schiffsreibung $H=100 \text{ kN}$, nördliche Wand	6000	X		
Schiffsstoß $H=300 \text{ kN}$, nördliche Wand	6000			X
Schiffsreibung $H=100 \text{ kN}$, südliche Wand	6000	X		
Schiffsstoß $H=300 \text{ kN}$, südliche Wand	6000			X
Schiffsreibung $H=100 \text{ kN}$, südliche Mittelwand	6000	X		
Schiffsstoß $H=300 \text{ kN}$, südliche Mittelwand	6000			X
Schiffsreibung $H=100 \text{ kN}$, nördliche Mittelwand	6000	X		
Schiffsstoß $H=300 \text{ kN}$, nördliche Mittelwand	6000			X
Eisdruck in südlicher Kammer $H=125 \text{ kN/m}$ abzgl. zusätzlich mobilisierter Bettung	2350		X	
Eisdruck in nördlicher Kammer $H=125 \text{ kN/m}$ abzgl. zusätzlich mobilisierter Bettung	2350		X	
Temperaturdifferenz 20° (innen kalt) mit Kammer auf UW und Grundwasser auf NN+40.6m	1100	X	X	X
Temperaturdifferenz 20° (innen warm) mit Kammer auf UW und Grundwasser auf NN+40.6m	1100	X	X	X
Druckstoß in Kanälen Süd	6000			X
Druckstoß in Kanälen Nord	6000			X
Wasserdruck Südkammer läuft über	6000			X
Wasserdruck Nordkammer läuft über	6000			X
Erddruck für Erdbeben Richtung Nord mit Südkammer=Nordkammer=OW, Grundwasser auf NN+40.6m	2350			X
Erddruck für Erdbeben Richtung Süd mit Südkammer=Nordkammer=OW, Grundwasser auf NN+40.6m	2350			X
Gesunkenes Schiff Südkammer	6000			X
Gesunkenes Schiff Nordkammer	6000			X

Tabelle 4.1: Einwirkungen, Bettungsmodul und Zuordnung zu Bemessungssituationen

- **Eisdruck** ist eine veränderliche Einwirkung, die der vorübergehenden Bemessungssituation zugeordnet wird. Prinzipiell wird durch eine Betriebsanweisung versucht, die Schleuse eisfrei zu halten. Darüber hinaus steht bereits in [DIN 19702; 1992], dass sowohl im Binnenland als auch im Küstenbereich bisher keine nennenswerten Beschädigungen von Massivbauwerken durch Eisdruck bekannt sind. Das Sicherheitsniveau entspricht damit dem Niveau von [DIN 19702; 1992], nach dem Eisdruck Lastfall 2 (mit verminderten Sicherheitsbeiwerten) zugeordnet wurde.
- In der vorübergehenden Bemessungssituation wird nur die Einwirkungskombination **Revision** und die Einwirkungskombination Schleuse auf OW mit Eisdruck untersucht. Zusätzlich sind noch Bauzustände denkbar.
- In der außergewöhnlichen Bemessungssituation ist immer nur **eine außergewöhnliche Einwirkung** zusammen mit den Einwirkungen der ständigen Bemessungssituation anzusetzen.
- **Schiffsreibung** ist in diesem Fall eine Art „Schiffsanlegestoß“, der im regulären Betrieb auftritt (→ ständige Bemessungssituation). Er wurde in diesem Fall in Anlehnung an [EAU; 1990] gewählt.
- **Schiffsstoß** ist dem gegenüber ein nicht vorgesehener Schiffsanprall (→ außergewöhnliche Bemessungssituation).

sungssituation), der die senkrechte Komponente eines aus dem Ruder gelaufenen Schiffes bei der Einfahrt in die Schleuse darstellt (Ermittlung z. B. nach [DIN 1055-9; 2003]).

4.2.1.1 Bemessungsschnittgrößen Schnitt A-A

Da die Berechnung linear-elastisch durchgeführt wird, können zunächst für alle Einwirkungen die Auswirkungen als charakteristische Schnittgrößen ermittelt werden und anschließend in den einzelnen Kombinationen je nach Bemessungssituation überlagert werden.

Das Zustandekommen der Schnittgrößen sowie der Einsatz der verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte soll an einem Schnitt im Bereich der Kammerwand oberhalb des Längslaufs für die drei Bemessungssituationen verdeutlicht werden, Schnitt A-A in Bild 4.5. Es wird dabei das maximale (positive) und minimale (negative) Moment sowie die relevante Querkraft ermittelt, womit die Bewehrung an der Außenseite (maximal M) und an der Innenseite (minimal M) der Kammerwand sowie die Querkraftbewehrung dimensioniert werden kann.

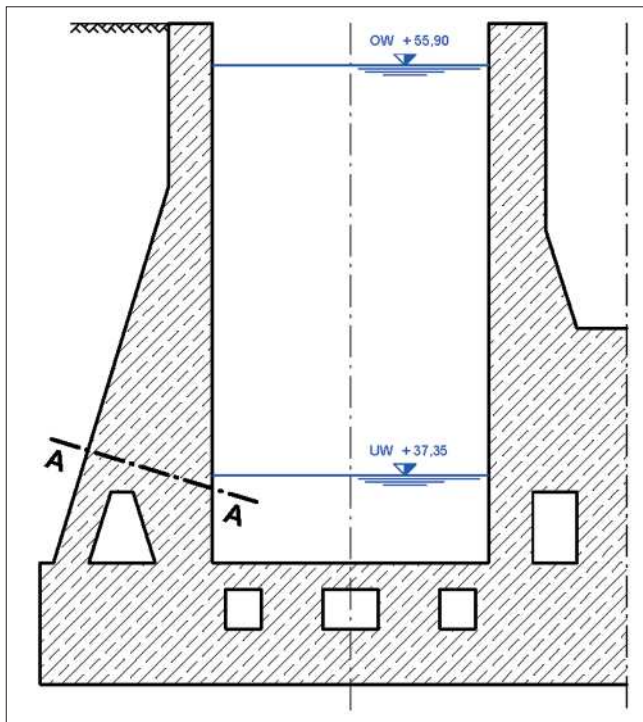


Bild 4.5: Schnitt A-A

Die Schnittgrößen für alle angesetzten Einwirkungen sind in Tabelle 4.2 dargestellt. Bei der Zusammenstellung von Einwirkungskombinationen im Anschluss werden nur die Einwirkungskombinationen berücksichtigt, die für den betrachteten Schnitt relevant sind. Ständige und veränderliche Einwirkungen, die auf den betrachteten Schnitt keinen Einfluss haben, werden nicht angeführt, auch wenn sie in der Einwirkungskombinati-

on prinzipiell zu berücksichtigen sind. Veränderliche Einwirkungen, die günstig wirken, werden grundsätzlich nicht berücksichtigt. Die Einschränkungen können nicht auf andere Schnitte übertragen werden.

4.2.1.1.1 Ständige Bemessungssituation

In der ständigen Bemessungssituation wird für den untersuchten Schnitt A-A die Einwirkungskombination *Betrieb, Schleuse auf Unterwasser* in der Südkammer, S1 (äußere Bewehrung) und *Betrieb, Schleuse auf Oberwasser* in der Südkammer, S2 (innere Bewehrung) maßgebend. Für andere Schnitte, z. B. im Bereich der Schleusenkammersohle, können andere Einwirkungskombinationen maßgebend sein. Da der Schnittgrößenanteil aus der Einwirkung *Kammer auf Unterwasser* für den untersuchten Schnitt gering ist (siehe auch Tabelle 4.2), wird dieser Anteil vernachlässigt. Der Füllstand der Nordkammer beeinflusst die Schnittgröße, da der Erddruck am Gesamtsystem ermittelt wurde und sich für unterschiedliche Füllstände unterschiedliche Erddrücke ergeben haben. Die Einwirkung *Temperatur im Winter* hat keine Veränderung der Erddruckansätze ergeben, eine Berücksichtigung ist daher an dieser Stelle nicht erforderlich.

Bemessungsschnittgröße für die äußere Bewehrung (Betrieb UW, S1)

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 - $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 - $M_{Ed} = 2048,4 \cdot 1,35 = 2765,3 \text{ kNm}$
 - $N_k = -1788,5 \text{ kN}$ (wie M)
 - $N_{Ed} = -1788,5 \cdot 1,35 = -2414,5 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+41,5 m für Kammerwasserstand auf UW in beiden Kammern (Tabelle 4.2, Zeile 3)
 - $M_k = 11083,4 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 - $M_{Ed} = 11083,4 \cdot 1,35 = 14962,6 \text{ kNm}$
 - $N_k = -142,5 \text{ kN}$ (wie M)
 - $N_{Ed} = -142,5 \cdot 1,35 = -192,4 \text{ kN}$

Veränderliche Einwirkungen:

- Verkehrslast auf der Südkammerwand $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$ (Tabelle 4.2, Zeile 11)

(Anmerkung: Eine Unterscheidung in ständige und veränderliche Einwirkung der Verkehrslast in Abhängigkeit von der Größe gemäß [DIN 1054; 2003], Abschn. 10.3.1 (6), erfolgt nicht.)

 - $M_k = 783,9 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 - $M_{Ed} = 783,9 \cdot 1,5 = 1175,8 \text{ kNm}$
 - $N_k = -34,6 \text{ kN}$ (wie M)
 - $N_{Ed} = -34,6 \cdot 1,5 = -51,9 \text{ kN}$
- Temperaturdifferenz innen warm (+20K), erhöhter Erddruck (Tabelle 4.2, Zeile 16)

Nr.	Einwirkung	Schnitt A-A		
		Biegemoment [kNm]	Normalkraft [kN]	Querkraft [kN]
1	Eigengewicht	2048,37	-1788,5	273,55
2	Erddruck mit GW 40.6 für SWN=UW und SWS=OW	19327,25	-7,4	2124,52
3	Erddruck mit GW 41.5 für SWS=SWN=UW und Revision	11083,42	-142,5	1638,96
4	Erddruck mit GW 40.6 für SWS=SWN=UW	9873,6	-165,5	1428
5	Erddruck mit GW 47 für SWS=SWN=UW (außergewöhnlich)	11770,61	-235,4	1805,58
6	Erddruck für Erdbeben Richtung Nord mit SWS=SWN=OW, GW NN+40.6 (außergew.)	19445	64,9	2046,18
7	Erddruck für Erdbeben Richtung Süd mit SWS=SWN=OW, GW NN+40.6 (außergew.)	18963	0	2068,81
8	Südkammer = UW	-0,15	-0,2	-1
9	Südkammer = OW	-13839	-309,8	-2025,74
10	Südkammer läuft über (außergewöhnlich)	-16333,3	-346	-2262,47
11	Verkehrslast OK Gelände Südseite, q=10 kN/m² (ständig)	783,92	-34,6	52,27
12	Verkehrslast OK Gelände Südseite, q=20 kN/m² (vorübergehend)	1567,85	-69,1	104,53
13	Schiffsanlegestoß H=100 kN, südliche Wand (ständig)	-313,21	-2,3	-14,92
14	Schiffsstoß H=300 kN, südliche Wand (außergewöhnlich)	-939,62	-6,8	-44,76
15	Eisdruck in südlicher Kammer H=125 kN/m (vorübergehend)	-1313,25	15,1	-108,41
16	Temperaturdifferenz 20° (innen warm) mit Kammer auf UW und GW NN+40.6	3138	95,5	207,46

Tabelle 4.2: Charakteristische Schnittgrößen M_k , N_k und V_k aller Einwirkungen am untersuchten Schnitt A-A

($\gamma_Q = 1,0$ gemäß [DIN 1045-1; 2001],
Abschnitt 5.3.3 (3))

$M_k = 3138 \text{ kNm}$ (ungünstig)

$M_{Ed} = 3138 \cdot 1,0 = 3138 \text{ kNm}$

$N_k = 95,5 \text{ kN}$ (wie M)

$N_{Ed} = 95,5 \cdot 1,0 = 95,5 \text{ kN}$

Bemessungsmoment: $M_{Ed} = \sum \gamma_G \cdot M_k + \sum \gamma_Q \cdot M_k = 2765,3 + 14962,6 + 1175,8 + 3138 = \mathbf{22041,7 \text{ kNm}}$

Zugehörige Normalkraft: $N_{Ed} = \sum \gamma_G \cdot N_k + \sum \gamma_Q \cdot N_k = -2414,5 - 192,4 - 51,9 + 95,5 = \mathbf{-2563,3 \text{ kN}}$

Bemessungsschnittgröße für die innere Bewehrung (Betrieb OW, S2)

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$ (günstig)
 $M_{Ed} = 2048,4 \cdot 1,0 = 2048,4 \text{ kNm}$
 $N_k = -1788,5 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -1788,5 \cdot 1,0 = -1788,5 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+40,6 m für Kammerwasserstand in der Südkammer auf Oberwasser und in der Nordkammer auf Unterwasser (Tabelle 4.2, Zeile 2)
 $M_k = 19327,3 \text{ kNm}$ (günstig)
 $M_{Ed} = 19327,3 \cdot 1,0 = 19327,3 \text{ kNm}$
 $N_k = -7,4 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -7,4 \cdot 1,0 = -7,4 \text{ kN}$
- Schleusenwasserstand Südkammer = OW (Tabelle 4.2, Zeile 9)
(Nordkammer auf UW hat keinen Einfluss auf den betrachteten Schnitt)
 $M_k = -13839,0 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = -13839 \cdot 1,35 = -18682,7 \text{ kNm}$
 $N_k = -309,8 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -309,8 \cdot 1,35 = -418,2 \text{ kN}$

Veränderliche Einwirkungen:

- Schiffsanlegestoß südliche Kammerwand (Tabelle 4.2, Zeile 13)

$M_k = -313,2 \text{ kNm}$ (ungünstig)

$M_{Ed} = -313,2 \cdot 1,5 = -470,0 \text{ kNm}$

$N_k = -2,3 \text{ kN}$ (wie M)

$N_{Ed} = -2,3 \cdot 1,5 = -3,5 \text{ kN}$

Bemessungsmoment: $M_{Ed} = \sum \gamma_G \cdot M_k + \sum \gamma_Q \cdot M_k = 2048,4 + 19327,3 - 18682,7 - 470 = \mathbf{2223,0 \text{ kNm}}$

Zugehörige Normalkraft: $N_{Ed} = \sum \gamma_G \cdot N_k + \sum \gamma_Q \cdot N_k = -1788,5 - 7,4 - 418,2 - 3,5 = \mathbf{-2217,6 \text{ kN}}$

Querkraft

Am untersuchten Schnitt ergibt sich die Bemessungsschnittgröße aus der Einwirkungskombination *Betrieb, Schleuse auf UW (S1)*.

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $V_k = 273,6 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 273,6 \cdot 1,35 = 369,4 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+41,5 m für Kammerwasserstand auf Unterwasser in beiden Kammern (Tabelle 4.2, Zeile 3)
 $V_k = 1639,0 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 1639,0 \cdot 1,35 = 2212,7 \text{ kN}$

Veränderliche Einwirkungen:

- Verkehrslast auf der Südkammerwand $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$ (Tabelle 4.2, Zeile 11)
 $V_k = 52,3 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 52,3 \cdot 1,5 = 78,5 \text{ kN}$
- Temperaturdifferenz innen warm (+20K), inkl. durch Bettung aktiviertem, zusätzlichem Erddruck (Tabelle 4.2, Zeile 16)

$$V_k = 207,5 \text{ kN} \quad (\text{ungünstig})$$

$$V_{Ed} = 207,5 * 1,0 = 207,5 \text{ kN}$$

$$\text{Bemessungsquerkraft } V_{Ed} = \Sigma \gamma_G * V_k + \Sigma \gamma_Q * V_k = 369,4 + 2212,7 + 207,5 + 78,5 = \mathbf{2868,1 \text{ kNm}}$$

4.2.1.1.2 Vorübergehende Bemessungssituation

Die Einwirkungskombination *Kammer leer, V1* (äußere Bewehrung), und die Einwirkungskombination *Kammer auf OW mit Eisdruck, V2* (innere Bewehrung), sind als vorübergehende Bemessungssituationen zu untersuchen.

Bemessungsschnittgröße für die äußere Bewehrung (Kammer leer, V1)

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 2048,4 * 1,2 = 2458,1 \text{ kNm}$
 $N_k = -1788,5 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -1788,5 * 1,2 = -2146,2 \text{ kN}$
- Erddruck für erhöhtes Grundwasser auf NN+41,5 m (Tabelle 4.2, Zeile 3)
 $M_k = 11083,4 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 11083,4 * 1,2 = 13300,1 \text{ kNm}$
 $N_k = -142,5 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -142,5 * 1,2 = -171 \text{ kN}$

Veränderliche Einwirkungen:

- Verkehrslast auf der Südkammerwand $q_k = 20 \text{ kN/m}^2$ (Tabelle 4.2, Zeile 12)
 $M_k = 1567,9 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 1567,9 * 1,3 = 2038,3 \text{ kNm}$
 $N_k = -69,1 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = 69,1 * 1,3 = -89,8 \text{ kN}$
- Temperaturdifferenz innen warm (+20K) inkl. durch Bettung aktiviertem, zusätzlichem Erddruck (Tabelle 4.2, Zeile 16)
 $M_k = 3138 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 3138 * 1,0 = 3138 \text{ kNm}$
 $N_k = 95,5 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = 95,5 * 1,0 = 95,5 \text{ kN}$

$$\text{Bemessungsmoment: } M_{Ed} = \Sigma \gamma_G * M_k + \Sigma \gamma_Q * M_k = 2458,1 + 13300,1 + 2038,3 + 3138 = \mathbf{20934,5 \text{ kNm}}$$

$$\text{Zugehörige Normalkraft: } N_{Ed} = \Sigma \gamma_G * N_k + \Sigma \gamma_Q * N_k = -2146,2 - 171 - 89,8 + 95,5 = \mathbf{-2311,5 \text{ kN}}$$

Bemessungsschnittgröße für die innere Bewehrung (Betrieb auf OW, V2)

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$ (günstig)
 $M_{Ed} = 2048,4 * 1,0 = 2048,4 \text{ kNm}$
 $N_k = -1788,5 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -1788,5 * 1,0 = -1788,5 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+40,6 m für Kammerwasserstand in der Südkammer auf Oberwasser und in der Nordkammer auf Unterwasser (Tabelle 4.2, Zeile 2)
 $M_k = 19327,3 \text{ kNm}$ (günstig)
 $M_{Ed} = 19327,3 * 1,0 = 19327,3 \text{ kNm}$
 $N_k = -7,4 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -7,4 * 1,0 = -7,4 \text{ kN}$
- Schleusenwasserstand in der Südkammer auf OW (Tabelle 4.2, Zeile 9) (Nordkammer auf UW hat keinen Einfluss auf den betrachteten Schnitt)
 $M_k = -13839,0 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = -13839 * 1,2 = -16606,8 \text{ kNm}$
 $N_k = -309,8 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -309,8 * 1,2 = -371,8 \text{ kN}$

Veränderliche Einwirkungen:

- Eisdruck in der südlichen Kammer (Tabelle 4.2, Zeile 15)
 $M_k = -1313,3 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = -1313,3 * 1,3 = -1707,3 \text{ kNm}$
 $N_k = 15,1 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = 15,1 * 1,3 = 19,6 \text{ kN}$

$$\text{Bemessungsmoment: } M_{Ed} = \Sigma \gamma_G * M_k + \Sigma \gamma_Q * M_k = 2048,4 + 19327,3 - 16606,8 - 1707,3 = \mathbf{3061,6 \text{ kNm}}$$

$$\text{Zugehörige Normalkraft: } N_{Ed} = \Sigma \gamma_G * N_k + \Sigma \gamma_Q * N_k = -1788,5 - 7,4 - 371,8 + 19,6 = \mathbf{-2148,1 \text{ kN}}$$

Querkraft

Am untersuchten Schnitt ergibt sich die Bemessungsschnittgröße aus der Einwirkungskombination *Kammer leer (V1)*.

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $V_k = 273,6 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 273,6 * 1,2 = 328,3 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+41,5 m (Tabelle 4.2, Zeile 3)
 $V_k = 1639,0 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 1639 * 1,2 = 1966,8 \text{ kN}$

Veränderliche Einwirkungen:

- Verkehrslast auf der Südkammerwand $q_k = 20 \text{ kN/m}^2$ (Tabelle 4.2, Zeile 12)
 $V_k = 104,5 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 104,5 * 1,3 = 135,9 \text{ kN}$
- Temperaturdifferenz innen warm (+20K), inkl. durch Bettung aktiviertem, zusätzlichem Erddruck (Tabelle 4.2, Zeile 16)
 $V_k = 207,5 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 207,5 * 1,0 = 207,5 \text{ kN}$

Bemessungsquerkraft $V_{Ed} = \Sigma \gamma_G * V_k + \Sigma \gamma_Q * V_k = 328,3 + 1966,8 + 207,5 + 135,9 = \mathbf{2638,5 \text{ kNm}}$

4.2.1.1.3 Außergewöhnliche Bemessungssituation

In der außergewöhnlichen Bemessungssituation ist für den untersuchten Schnitt die Einwirkungskombination *extremales Grundwasser, A4*, (äußere Bewehrung) und die Einwirkungskombination *Kammer läuft über, A5*, (innere Bewehrung) maßgebend.

Einwirkungskombination extremales Grundwasser, A4**Ständige Einwirkungen:**

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 2048,4 * 1,0 = 2048,4 \text{ kNm}$
 $N_k = -1788,5 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -1788,5 * 1,0 = -1788,5 \text{ kN}$
- Erddruck für höchstes Grundwasser auf NN+47 m, Kammerwasserstand auf UW in beiden Kammern (Tabelle 4.2, Zeile 5)
 $M_k = 11770,6 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 11770,6 * 1,0 = 11770,6 \text{ kNm}$
 $N_k = -235,4 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -235,4 * 1,0 = -235,4 \text{ kN}$

Veränderliche Einwirkungen:

- Verkehrslast auf der Südkammerwand $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$ (Tabelle 4.2, Zeile 11)
 $M_k = 783,9 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 783,9 * 1,0 = 783,9 \text{ kNm}$
 $N_k = -34,6 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -34,6 * 1,0 = -34,6 \text{ kN}$
- Temperaturdifferenz innen warm (+20K), inkl. durch Bettung aktiviertem, zusätzlichem Erddruck (Tabelle 4.2, Zeile 16)
 $M_k = 3138 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 3138 * 1,0 = 3138 \text{ kNm}$
 $N_k = 95,5 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = 95,5 * 1,0 = 95,5 \text{ kN}$

Bemessungsmoment: $M_{Ed} = \Sigma \gamma_G * M_k = 2048,4 + 11770,6 + 3138 + 783,9 = \mathbf{17740,9 \text{ kNm}}$

Zugehörige Normalkraft: $N_{Ed} = \Sigma \gamma_G * N_k = -1788,5 - 235,4 + 95,5 - 34,6 = \mathbf{-1963 \text{ kN}}$

Einwirkungskombination Südkammer läuft über, A5**Ständige Einwirkungen:**

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$ (ungünstig)
 $M_{Ed} = 2048,4 * 1,0 = 2048,4 \text{ kNm}$
 $N_k = -1788,5 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -1788,5 * 1,0 = -1788,5 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+40,6 m für Kammerwasserstand in der Südkammer auf Oberwasser (Tabelle 4.2, Zeile 2)
 $M_k = 19327,3 \text{ kNm}$ (günstig)
 $M_{Ed} = 19327,3 * 1,0 = 19327,3 \text{ kNm}$
 $N_k = -7,4 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -7,4 * 1,0 = -7,4 \text{ kN}$
- Kammerwasserstand in der Südkammer läuft über (Tabelle 4.2, Zeile 10)
 $M_k = -16333,3 \text{ kNm}$ (günstig)
 $M_{Ed} = -16333,3 * 1,0 = -16333,3 \text{ kNm}$
 $N_k = -346,0 \text{ kN}$ (wie M)
 $N_{Ed} = -346,0 * 1,0 = -346,0 \text{ kN}$

Bemessungsmoment: $M_{Ed} = \Sigma \gamma_G * M_k = 2048,4 + 19327,3 - 16333,3 = \mathbf{5042,4 \text{ kNm}}$

Zugehörige Normalkraft: $N_{Ed} = \Sigma \gamma_G * N_k = -1788,5 - 7,4 - 346,0 = \mathbf{-2141,9 \text{ kN}}$

Querkraft

Am untersuchten Schnitt ergibt sich die Bemessungsschnittgröße aus der Einwirkungskombination *extremaler Grundwasserstand, A4*.

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $V_k = 273,6 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 273,6 * 1,0 = 273,6 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+47m für Kammerwasserstand auf UW in beiden Kammern (Tabelle 4.2, Zeile 5)
 $V_k = 1805,6 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 1805,6 * 1,0 = 1805,6 \text{ kN}$

Veränderliche Einwirkungen:

- Verkehrslast auf der Südkammerwand $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$ (Tabelle 4.2, Zeile 11)
 $V_k = 52,3 \text{ kN}$ (ungünstig)
 $V_{Ed} = 52,3 * 1,0 = 52,3 \text{ kN}$

- Temperaturdifferenz innen warm (+20K), inkl. durch Bettung aktiviertem, zusätzlichem Erddruck (Tabelle 4.2, Zeile 16)

$$V_k = 207,5 \text{ kN} \quad (\text{ungünstig})$$

$$V_{Ed} = 207,5 * 1,0 = 207,5 \text{ kN}$$

$$\text{Bemessungsquerkraft } V_{Ed} = \Sigma \gamma_G * V_k + \Sigma \gamma_Q * V_k = 273,6 + 1805,6 + 207,5 + 52,3 = \mathbf{2339 \text{ kNm}}$$

4.2.1.1.4 Bemessungsschnittgrößen für Ermüdung

Gemäß [DIN 1045-1; 2001], Abschnitt 5.3.3 (2), dürfen für den Nachweis gegen Ermüdung die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen $\gamma_{F,fat} = 1,0$ und der Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheit $\gamma_{Ed,fat} = 1,0$ gesetzt werden. Als Einwirkungen werden nur die Kombinationen Schleuse auf Oberwasser und Schleuse auf Unterwasser eingesetzt, ohne Berücksichtigung von Temperatur, Verkehrslasten u. ä. Die Schwankungen des Grundwasserstandes sind nicht ermüdungswirksam. Es ist daher für OW und UW mit einem konstanten Grundwasserstand zu rechnen, in diesem Fall auf einem Höhenniveau von NN+40,6 m. Es werden die zu den Kammerwasserständen ermittelten, realistischen Erddrücke angesetzt, die auch bereits bei der Biegebemessung verwendet wurden. Für den betrachteten Schnitt ergeben sich folgende Schnittgrößen (s. Tabelle 4.2):

Einwirkungskombination Betrieb, Schleuse auf Oberwasser (E1)

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$
 $N_k = -1788,5 \text{ kN}$
 $V_k = 273,6 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+40,6 m für Kammerwasserstand in der Südkammer auf Oberwasser und in der Nordkammer auf Unterwasser (Tabelle 4.2, Zeile 2)
 $M_k = 19327,3 \text{ kNm}$
 $N_k = -7,4 \text{ kN}$
- Kammerwasserstand in der Südkammer auf Oberwasser (Tabelle 4.2, Zeile 9)
 $M_k = -13839,0 \text{ kNm}$
 $N_k = -309,8 \text{ kN}$
 $V_k = -2025,7 \text{ kN}$

$$\text{Bemessungsmoment: } M_{Ed} = \Sigma M_k * \gamma_{F,fat} * \gamma_{Ed,fat} = (2048,4 + 19327,3 - 13839) * 1,0 * 1,0 = \mathbf{7536,7 \text{ kNm}}$$

$$\text{Zugehörige Normalkraft: } N_{Ed} = \Sigma N_k * \gamma_{F,fat} * \gamma_{Ed,fat} = (-1788,5 - 7,4 - 309,8) * 1,0 * 1,0 = \mathbf{-2105,7 \text{ kN}}$$

$$\text{Bemessungsquerkraft: } V_{Ed} = \Sigma V_k * \gamma_{F,fat} * \gamma_{Ed,fat} = (273,6 + 2124,5 - 2025,7) * 1,0 * 1,0 = \mathbf{372,4 \text{ kNm}}$$

Einwirkungskombination Betrieb, Schleuse auf Unterwasser (E2)

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$
 $N_k = -1788,5 \text{ kN}$
 $V_k = 273,6 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+40,6 m für Kammerwasserstand auf Unterwasser in beiden Kammern (Tabelle 4.2, Zeile 4)
 $M_k = 9873,6 \text{ kNm}$
 $N_k = -165,5 \text{ kN}$
 $V_k = 1428,0 \text{ kN}$

$$\text{Bemessungsmoment: } M_{Ed} = \Sigma M_k * \gamma_{F,fat} * \gamma_{Ed,fat} = (2048,4 + 9873,6) * 1,0 * 1,0 = \mathbf{11922,4 \text{ kNm}}$$

$$\text{Zugehörige Normalkraft: } N_{Ed} = \Sigma N_k * \gamma_{F,fat} * \gamma_{Ed,fat} = (-1788,5 - 165,5) * 1,0 * 1,0 = \mathbf{-1954 \text{ kN}}$$

$$\text{Bemessungsquerkraft: } V_{Ed} = \Sigma V_k * \gamma_{F,fat} * \gamma_{Ed,fat} = (273,6 + 1428,0) * 1,0 * 1,0 = \mathbf{1701,6 \text{ kNm}}$$

4.2.1.2 Bemessung

Die Bemessung wird in den einzelnen Bemessungssituationen durchgeführt, da die Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite in Abhängigkeit von der Bemessungssituation festgelegt sind. Dabei werden gemäß [DIN 1045-1; 2001] nur die Bemessungssituationen ständig/vorübergehend und außergewöhnlich unterschieden. Es sind daher jeweils die größeren Schnittgrößen innerhalb der zusammengefassten Bemessungssituationen maßgebend.

4.2.1.2.1 Äußere Bewehrung (max M)

Da die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation gleich sind, muss nur für das größere Bemessungsmoment der beiden Bemessungssituationen bemessen werden. Für die äußere Bewehrung (max M) ist daher das Bemessungsmoment der **ständigen Bemessungssituation** (S1) maßgebend und beträgt:

$$\text{Bemessungsmoment: } M_{Ed} = 22041,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Zugehörige Normalkraft: } N_{Ed} = -2563,3 \text{ kN}$$

Mit einem Bemessungsprogramm für Stahlbetonbauteile ergibt sich damit eine erforderliche Bewehrung von **54 cm²/m**.

Für die außergewöhnliche Bemessungssituation betragen die Bemessungsschnittgrößen (A4):

$$\text{Bemessungsmoment: } M_{Ed} = 17741 \text{ kNm}$$

$$\text{Zugehörige Normalkraft: } N_{Ed} = -1963 \text{ kN}$$

Die erforderliche Bewehrung beträgt 38,09 cm²/m.

Der größere Bewehrungsgehalt für die äußere Bewehrung ist maßgebend, an der untersuchten Stelle ist daher ein Bewehrungsgehalt von **54 cm²/m** erforderlich.

4.2.1.2.2 Innere Bewehrung (min M)

Es wird in keiner Bemessungssituation ein negatives Moment erreicht, sodass aus der Biegebemessung an der Innenseite der Kammerwand am untersuchten Schnitt keine Bewehrung erforderlich ist. Damit ist gemäß [ZTV-W LB 215; 2004], 11.2, eine Mindestbewehrung von 0,1 % $A_c \cong 62 \text{ cm}^2/\text{m} > \mathbf{25 \text{ cm}^2/\text{m}}$ einzulegen.

4.2.1.2.3 Querkraft

Auch bei der Schubbemessung werden die Bemessungssituationen in ständig/vorübergehend und außergewöhnlich unterschieden.

Die Bemessungsquerkraft der **ständigen Bemessungssituation** (S1) ist maßgebend für die ständige/vorübergehende Bemessungssituation und beträgt: $V_{Ed} = 2868,1 \text{ kN}$

Für die **außergewöhnliche Bemessungssituation** lautet die Bemessungsquerkraft: $V_{Ed} = 2339 \text{ kN}$

Da der Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite für die außergewöhnliche Bemessungssituation geringer ist als für die ständige Bemessungssituation und zusätzlich die Bemessungsquerkraft kleiner ist, muss für den Schnitt A nur die ständige Bemessungssituation untersucht werden.

Die zu der Einwirkungskombination gehörende Normalkraft beträgt $N_{VEd} = -2563 \text{ kN}$.

Gemäß [DIN 1045-1; 2001] sind für den Nachweis der Tragfähigkeit für Querkraft verschiedene Versagensmechanismen zu untersuchen:

- Ermittlung der Querkraft, die ohne Querkraftbewehrung vom Querschnitt aufgenommen werden kann ($V_{Rd,ct}$).
- Ermittlung der infolge eingelegter Bewehrung aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,sy}$ bzw. Dimensionierung der erforderlichen Bewehrung.
- Ermittlung der maximalen Querkraft, die vom Querschnitt aufgenommen werden kann ($V_{Rd,max}$); diese wird durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzt.

Die von biegebewehrten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft beträgt:

$$V_{Rd,ct} = [0,10 * \kappa * \eta_1 * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} - 0,12 * \sigma_{cd}] * b_w * d$$

$$\text{Mit: } \kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]} } = 1 + \sqrt{\frac{200}{6100}} = 1,18$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ (für Normalbeton)}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{54}{100 * 610} = 0,0009$$

mit A_{sl} = vorhandene Biegebewehrung

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ für C 25/30

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{-2563000}{6100 * 1000} = -0,42 \text{ N/mm}^2$$

folgt daraus

$$V_{Rd,ct} = [0,10 * 1,18 * 1,0 * (100 * 0,0009 * 25)^{1/3} - 0,12 * (-0,42)] * 1000 * 6100 = 1250,6 \text{ kN}$$

Da $V_{Ed} = 2868,1 \text{ kN} > V_{Rd,ct} = 1250,6 \text{ kN}$ ist Querkraftbewehrung erforderlich. Durch eine Erhöhung der Längsbewehrung A_{sl} kann die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung erhöht werden, was im vorliegenden Fall aber zu unrealistischen Bewehrungsmengen führen würde ($\text{erf } A_{sl} \approx 1100 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Die Querkraftbewehrung berechnet sich bei Bügelbewehrung nach folgender Gleichung:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} * f_{yd} * z * \cot \Theta$$

bzw. umgestellt

$$\text{erf } a_{sw} = \frac{\text{erf } A_{sw}}{s_w} = \frac{V_{ed}}{f_{yd} * z * \cot \Theta}$$

Θ ist dabei der Winkel der Druckstrebenneigung der zu Grunde liegenden Fachwerkanalogie. Gemäß [DIN 1045-1; 2001] darf Θ frei gewählt werden zwischen 60° ($\cot \Theta = 0,58$) und $18,4^\circ$ ($\cot \Theta = 3,0$; Normalbeton) bzw. $26,6^\circ$ ($\cot \Theta = 2,0$; Leichtbeton). Eine flachere Druckstrebenneigung führt dabei zu einer geringeren Querkraftbewehrung, aber gleichzeitig zu einer Vergrößerung des Versatzmaßes.

Nach [DIN 1045-1; 2001] darf bei reiner Biegung und Biegung mit Längsdruckkraft vereinfachend mit $\cot \Theta = 1,2$ gerechnet werden, was einer Druckstrebenneigung von 40° entspricht. Gemäß [DIN 1045-1; 2001] darf für den inneren Hebelarm vereinfacht mit $z = 0,9 * d$ gerechnet werden. Die Biegebemessung weist am untersuchten Schnitt in der gleichen Einwirkungskombination einen Faktor $\zeta = z/d = 0,97$ aus. Dies führt für die ständige Bemessungssituation mit

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 2868,1 \text{ kN} \\ z &= 0,97 * 610 \text{ cm} = 591,7 \text{ cm} \\ f_{yd} &= f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

zu

$$\begin{aligned} \text{erf } a_{sw} &= \frac{V_{ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot \cot \Theta} = \frac{2868,1}{43,5 \cdot 591,7 \cdot 1,2} \\ &= 9,3 \text{ cm}^2 / \text{m}^2 \end{aligned}$$

Gemäß [DIN 1045-1; 2001], 10.3.4(9), muss der Zugkraftanteil in der Längsbewehrung infolge Querkraft durch Zulagen zur Biegelängsbewehrung (ΔF_{sd}) oder durch die Berücksichtigung des Versatzmaßes a_l berücksichtigt werden. Im vorliegenden Fall tritt die maximale Querkraft bei Kammerwasserstand auf Unterwasser auf. Wird das Fachwerkmodell für die Querkrafttragfähigkeit angewendet, ergibt sich aus der Querkraft ein Zugkraftanteil auf der Kammerwandinnenseite. Diese Seite ist aber bei Schleuse auf Unterwasser signifikant überdrückt, sodass sich keine zusätzliche Bewehrung ergibt.

Die Druckstrebenneigung kann flacher gewählt werden, wobei als Grenze

$$\cot \Theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \leq 3,0$$

gilt.

Mit

$$\sigma_{cd} = -0,42 \text{ N/mm}^2 \text{ s. o.}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \alpha = \frac{25}{1,5} \cdot 0,85 = 14,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \beta_{ct} \cdot 0,10 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot (1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}) \cdot b_w \cdot z \\ &= 2,4 \cdot 0,10 \cdot 1,0 \cdot 25^{\frac{1}{3}} \cdot (1 + 1,2 \cdot \frac{-0,42}{14,17}) \\ &\quad \cdot 1000 \cdot 5490 = 3716 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

folgt daraus

$$\cot \Theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{-0,42}{14,17}}{1 - \frac{3716}{2868,1}} = -4,2$$

Für negative Werte ist auf Grund des Verlaufes der cot-Funktion der Grenzwert 3,0 maßgebend, sodass die flachste Druckstrebenneigung $18,4^\circ$ beträgt. Die erforderliche Querkraftbewehrung ergibt sich dann zu

$$\begin{aligned} \text{erf } a_{sw} &= \frac{V_{ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot \cot \Theta} = \frac{2868,1}{43,5 \cdot 591,7 \cdot 3,0} \\ &= \underline{\underline{3,71 \text{ cm}^2/\text{m/m}}} \end{aligned}$$

Zuletzt muss noch die maximal vom Querschnitt aufnehmbare Querkraft auf Grund der Druckstrebenfestigkeit ermittelt werden.

$$\begin{aligned} V_{rd,max} &= \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{1000 \cdot 5917 \cdot 0,75 \cdot 14,17}{3,0 + \tan 18,4} \\ &= 18868,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diese maximal aufnehmbare Querkraft liegt damit deutlich über dem Bemessungswert der Querkraft.

Bei Balken ist nach [DIN 1045-1; 2001] immer eine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich. Bei der Schleusenammerwand handelt es sich um eine Platte, die aber vereinfachend als Balken gerechnet wird. Bei Platten ist nach [DIN 1045-1; 2001] neben $V_{Rd,ct}$ die Bauteilgeometrie für die Erfordernis einer Mindestquerkraftbewehrung entscheidend. Platten mit $b/h < 4$ sind als Balken zu behandeln (immer Mindestquerkraftbewehrung), Platten mit $b/h > 5$ benötigen keine Mindestquerkraftbewehrung, falls $V_{Rd,ct} > V_{Ed}$. Zwischen diesen Werten wird die Größe der Mindestquerkraftbewehrung interpoliert. Das Verhältnis b/h beträgt für die betrachtete Schleusenammerwand $13,25/6,20 = 2,14$. Damit ist Mindestquerkraftbewehrung erforderlich.

Gemäß Tabelle 29 in [DIN 1045-1; 2001] beträgt der Mindestbewehrungsgehalt für C 25/30 $\rho_w = 0,83 \text{ ‰}$, was im vorliegenden Fall einem Bewehrungsgehalt von $8,3 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ entspricht.

Der erforderliche Bewehrungsgehalt liegt damit zwischen $3,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ und $9,3 \text{ cm}^2/\text{m}$. Falls rechnerisch keine Bewehrung erforderlich ist, sollte die Forderung nach der Querkraftmindestbewehrung auf Sinnhaftigkeit für massige Querschnitte bewertet werden, da ggfs. komplett auf Querkraftbewehrung verzichtet werden kann. Im vorliegenden Fall ist Querkraftbewehrung erforderlich, sodass konstruktiv ein Bewehrungsgehalt gewählt wird, der sicherlich eher im Bereich von $10 \text{ cm}^2/\text{m}$ liegen wird. Eine Optimierung durch die Änderung der Druckstrebenneigung ist daher baupraktisch irrelevant.

Um die Ergebnisse mit den Bewehrungsmengen nach alter Norm zu vergleichen, wird an dieser Stelle aber weiter mit der flachen Druckstrebenneigung gerechnet.

4.2.1.2.4 Nachweis gegen Ermüdung

Für den Nachweis gegen Ermüdung ist aus den für die Betriebszustände Kammerwasserstand auf Oberwasser und Kammerwasserstand auf Unterwasser ermittelten Schnittgrößen die schädigungsäquivalente Spannungsamplitude zu ermitteln. Gemäß [DIN 1045-1; 2001], Abschnitt 10.8.2 (1) müssen die Spannungen bei im Querschnitt vorhandenem Zug auf der Grundlage gerissener Querschnitte ermittelt werden. Dabei ist die Zugfestigkeit des Betons (Zustand II) zu vernachlässigen und die Verträglichkeit der Dehnungen zu erfüllen.

Für die Querkraftbeanspruchung ergeben sich die Spannungen durch Umformender Gleichungen (75) und (76) in [DIN 1045-1; 2001], Abschnitt 10.3.4 (4) + (6):

$$\sigma_s = V_{Ed} \cdot s_w / (A_{sw} \cdot z \cdot \cot \Theta)$$

$$\sigma_{cd} = V_{Ed} \cdot (\cot \Theta + \tan \Theta) / (b_w \cdot z)$$

Es ergeben sich folgende Spannungen in der Bewehrung und im Beton:

Für Schleuse auf Oberwasser:

Aus $M = 7536,7 \text{ kNm}$ und $N = -2105,7 \text{ kN}$ bei *vorh* $a_s = 54 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\rightarrow \sigma_{s,M,OW} = 86 \text{ N/mm}^2 \text{ (Spannung in der Bewehrung, außen)}$$

$$\rightarrow \sigma_{cd,M,OW} = -6,51 \text{ (Spannung im Beton, innen)}$$

Aus $V = 372,4 \text{ kN}$ bei *vorh* $a_v = 3,7 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\rightarrow \sigma_{s,V,OW} = 372,4 / (3,7 \cdot 5,97 \cdot 3,0) = 5,62 \text{ kN/cm}^2 = 56,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{cd,V,OW} = 372,4 \cdot (3,0 + \tan 18,4^\circ) / 5971 = 0,21 \text{ N/mm}^2 \text{ (Druckkraft!)}$$

Für Schleuse auf Unterwasser:

Aus $M = 11922,4 \text{ kNm}$ und $N = -1954 \text{ kN}$ bei *vorh* $a_s = 54 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\rightarrow \sigma_{s,M,UW} = 229 \text{ N/mm}^2 \text{ (Spannung in der Bewehrung, außen)}$$

$$\rightarrow \sigma_{cd,M,UW} = -9,22 \text{ N/mm}^2 \text{ (Spannung im Beton, innen)}$$

Aus $V = 1701,6 \text{ kN}$ bei *vorh* $a_v = 3,7 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\rightarrow \sigma_{s,V,UW} = 1701,6 / (3,7 \cdot 5,97 \cdot 3,0) = 25,7 \text{ kN/cm}^2 = 257 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{cd,V,UW} = 1701,6 \cdot (3,0 + \tan 18,4^\circ) / 5971 = -0,95 \text{ N/mm}^2$$

Damit ergibt sich für die Biegebewehrung eine Spannungsamplitude von

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \sigma_{s,M,UW} - \sigma_{s,M,OW} = 229 - 86 = 143 \text{ N/mm}^2.$$

Für die Schubbewehrung ergibt sich

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \sigma_{s,V,UW} - \sigma_{cd,V,OW} = 257 - 56,2 = 200,8 \text{ N/mm}^2.$$

Auf der Widerstandsseite ist für eine angenommene Lastspielzahl die zulässige Spannungsschwingbreite zu ermitteln. Für die Lastspielzahl ist gemäß [ZTV-W LB 215; 2004] von einer vorgesehenen Nutzungsdauer für Wasserbauwerke von 100 Jahren auszugehen. Bei 25 Schleusungen/Tag und 330 Betriebstagen/Jahr ergibt sich eine Lastspielzahl von $N = 25 \cdot 330 \cdot 100 = 825.000$.

Falls die Querkraft unterschiedliche Vorzeichen für Ober- und Unterwasser besitzt, vergrößert sich die Lastspielzahl, da die Zugstrebe des gedachten Fachwerks bei Vorzeichenwechsel einen Nulldurchgang macht. Falls der Betrag der Querkraft ungefähr gleich groß ist, verdoppelt sich die Lastspielzahl. Falls die Auswirkung auf die Bewehrungsmenge gering ist, kann auch bei unterschiedlichen Querkraften auf der sicheren Seite liegend die betragsmäßig größere Querkraft mit doppelter Lastspielzahl angesetzt werden. Liefert dies eine signifikante Erhöhung der erforderlichen Bewehrung sind genauere Berechnung zur Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite erforderlich.

Die Bestimmung der zulässigen Spannungsschwingbreite erfolgt mit der in [DIN 1045-1; 2001], Bild 52, dargestellten Wöhlerlinie für Beton- und Spannstahl. Nach Tabelle 16 in [DIN 1045-1; 2001] betragen die erforderlichen Parameter für gerade und gebogene Stäbe:

$$N^* = 10^6$$

$$k_1 = 5$$

$$k_2 = 9$$

$$\Delta\sigma_{Rsk} \text{ (bei } 10^6 \text{ Zyklen)} = 195 \text{ N/mm}^2$$

Die Geradengleichung für den interessierenden Bereich ($825.000 < 10^6$) lautet:

$$-0,2 \cdot \log N + 3,49 = \log \Delta\sigma$$

und ergibt für $N=825.000$ eine Spannungsschwingbreite von

$$\Delta\sigma = 202,6 \text{ N/mm}^2.$$

Abgemindert durch den Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl $\gamma_{s,fat} = 1,15$ ergibt sich eine zulässige Spannungsamplitude für Biege- und Querkraftbeanspruchung von

$$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat} = 202,6 / 1,15 = 176,2 \text{ N/mm}^2.$$

Der Nachweis ist damit für die Biegebewehrung erfüllt:

$$143 \text{ N/mm}^2 < 176,2 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Für die Schubbewehrung ist die Spannungsamplitude zu groß:

$$200,8 \text{ N/mm}^2 > 176,2 \text{ N/mm}^2 \quad !$$

Die Bewehrung muss auf ca. $4,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ erhöht werden, damit der Nachweis gegen Ermüdung erfüllt ist.

Zuletzt muss noch die Ermüdungsfestigkeit des Betons nachgewiesen werden.

Das Nachweisverfahren gemäß [DIN 1045-1; 2001], 10.8.3 (6) kann in der Regel nicht angewendet werden, da die erforderliche obere bzw. untere Spannung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite mit einer Anzahl von $N = 10^6$ Zyklen nicht bekannt ist. Zur Anwendung kommt daher das vereinfachte Verfahren nach 10.8.4.

Die Bedingung lautet

für C25/30:

$$|\sigma_{cd,max}| / f_{cd,fat} \leq 0,5 + 0,45 * |\sigma_{cd,min}| / f_{cd,fat}$$

mit

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) * f_{cd} * (1 - f_{cd}/250)$$

mit f_{cd} in N/mm^2

$$\beta_{cc} = e^{0,2 * (1 - \sqrt{(28/t_0)})} = 1,19$$

für $t_0 = 4 * 365$ d (Belastungsbeginn nach 4 Jahren)

$$\rightarrow f_{cd,fat} = 1,19 * 0,85 * 25 / 1,5 * (1 - 25/250) = 15,17 \text{ N/mm}^2$$

für die Biegebeanspruchung:

$$|\sigma_{cd,max}| / f_{cd,fat} = 9,22 / 15,17 = 0,61$$

$$0,5 + 0,45 * |\sigma_{cd,min}| / f_{cd,fat} = 0,5 + 0,45 * 6,51 / 15,17 = 0,69$$

$$\rightarrow 0,61 \leq 0,69 \quad \checkmark$$

für die Schubbeanspruchung:

$$|\sigma_{cd,max}| / f_{cd,fat} = 1,0 / 15,17 = 0,07$$

$$0,5 + 0,45 * |\sigma_{cd,min}| / f_{cd,fat} = 0,5 + 0,45 * 0,17 / 15,17 = 0,5$$

$$\rightarrow 0,07 \leq 0,5 \quad \checkmark$$

Die Nachweise sind damit erfüllt.

4.2.1.2.5 Spalt- und Porenwasserdruck

Spalt- und Porenwasserdruck gemäß [DIN 19702; 1992], 4.5.2.1.2, sind zu berücksichtigen. Im Einführungserlass zu [ZTV-W LB 215; 2004] ist die genaue Formel unter Verwendung der neuen Bezeichnungen angegeben.

Die zusätzlich erforderliche Bewehrung ergibt sich zu

$$\Delta a_s = a_w * h_w * h * b * 1,55 / f_{yk}$$

mit h_w und b in [m] und h in [cm]

Mit

$$h \approx d \Rightarrow \alpha_w \leq 0,5 \text{ (Bild 8, [DIN 19702; 1992])}$$

$$h_w = 40,60 - 36,60 = 4,00 \text{ m (bei normalem GW-Stand)}$$

$$\rightarrow \Delta a_s = 0,5 * 4,0 * 620 * 1,0 * 1,55 / 500 = 3,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die erforderliche Bewehrung am untersuchten Schnitt ist um den entsprechenden Betrag zu erhöhen. Der Nachweis ist an mehreren charakteristischen Stellen zu führen. Die Bewehrungserhöhung wird an dieser Stelle nicht weiter verfolgt, da sie für den Vergleich [DIN 1045; 1988] und [DIN 1045-1; 2001] keine Bedeutung hat.

4.2.2 Nachweis der Lagesicherheit

Gegenüber den (Bemessungs-) Nachweisen für die Tragkonstruktion (Einwirkung \leq Widerstand) werden bei den Nachweisen zur Lagesicherheit stabilisierende und destabilisierende Einwirkungen gegenübergestellt, $E_{d,dstb} \leq E_{d,stb}$. Für das an dieser Stelle untersuchte Schleusenbauwerk ist dabei nur die Sicherheit gegen Aufschwimmen relevant. Bei anderen massiven Wasserbauwerken (Wehranlagen, Stützwände, etc.) können darüber hinaus weitere Nachweise erforderlich sein (Nachweis der Gleitsicherheit, Nachweis der Kipp-sicherheit, etc.).

Die Teilsicherheitsbeiwerte können [DIN 1054; 2003], Abschnitt 6.4.1, Tabelle 4.2 entnommen werden.

Zur Vereinfachung werden stabilisierende und destabilisierende Einwirkungen aus unterschiedlichen Bemessungssituationen genommen. Auf der Seite der destabilisierenden Einwirkungen wird ungünstig der höchste Grundwasserstand mit $NN = 47,0$ m angenommen, auf der Seite der stabilisierenden Einwirkung nur die ständigen Einwirkungen der ständigen Bemessungssituation. Wenn dieser Nachweis erfüllt ist (stabilisierende Einwirkungen aus der ständigen Einwirkungskombination ungünstig, destabilisierende Einwirkungen aus der außergewöhnlichen Bemessungssituation ungünstig) müssen die anderen Situationen nicht untersucht werden, da sie günstigere Verhältnisse liefern.

Stabilisierende Einwirkungen

Eigengewicht eines Kammerlamellenquerschnitts gemäß Auführungsstatik:

$$\Sigma G_{EG} = 15422 \text{ kN/m } (\gamma = 24 \text{ kN/m}^3)$$

$$G_{B,1} = 1712,9 \text{ kN/m}$$

Vertikale Erdlast auf die Außenwände

$$G_{B,2} = 3556,7 \text{ kN/m}$$

Summe der stabilisierenden Einwirkungen:

$$\Sigma G_{k,stb} * \gamma_{G,stb} = (15422 + 1712,9 + 3556,7) * 0,9 = 18622,4 = E_{d,stb}$$

Destabilisierende Einwirkungen

Auftrieb, höchster Grundwasserstand $NN+47$ m

$$G_{k,dstb} = (47 \text{ m} - 27,65 \text{ m}) * 10 \text{ kN/m}^3 * 53,10 \text{ m} = 10274,9 \text{ kN/m}$$

Summe der destabilisierenden Einwirkungen;
 $\Sigma G_{k,dstb} \cdot \gamma_{G,dstb} = 10274,9 \cdot 1,0 = 10274,9 = E_{d,dstb}$

Nachweis

$$E_{d,dstb} = 10274,9 \text{ kN/m} \leq E_{d,stb} = 18622,4 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

4.3 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Folgenden wird nur die rissbreitenbegrenzende Bewehrung für die Lastbeanspruchung dimensioniert. Die darüber hinaus zu berücksichtigende Bewehrung für die Beanspruchung aus abfließender Hydratationswärme ist mit Hilfe von [MFZ; 2004] zu ermitteln und nicht Gegenstand dieser Untersuchung.

Die Nachweise sind gemäß [ZTV-W LB 215; 2004] für die quasi-ständige Kombination zu führen. Die Erd-druckansätze sind realistisch zu wählen. Von den ver-änderlichen Einwirkungen wird nur die Temperatur be-rücksichtigt. Für die erdseitige Bewehrung am un-ter-suchten Schnitt in der Kammerwand ist die Ein-wirkungskombination *Betrieb UW* maßgebend. Kammer-seitig tritt auch bei Schleuse auf Oberwasser keine Zugbeanspruchung auf, sodass der Nachweis für die-sen Schnitt entfällt.

Bemessungsschnittgröße für die äußere Bewehrung (Betrieb UW, S1)

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht (Tabelle 4.2, Zeile 1)
 $M_k = 2048,4 \text{ kNm}$, $N_k = -1788,5 \text{ kN}$
- Erddruck mit Grundwasser auf NN+40,6 m für Kam-merwasserstand auf Unterwasser in beiden Kam-mern (Tabelle 4.2, Zeile 4)
 $M_k = 9873,6 \text{ kNm}$, $N_k = -165,5 \text{ kN}$
- Temperaturdifferenz innen warm (+20K), inkl. durch Bettung aktiviertem, zusätzlichem Erddruck (Tabelle 4.2, Zeile 16)
 $M_k = 3138 \text{ kNm}$, $N_k = 95,5 \text{ kN}$

Gemäß [ZTV-W LB 215; 2004] ist die Einwirkung Tem-peratur angemessen zu berücksichtigen. Da die an-gegebene Temperaturbeanspruchung Sommer nicht ganzjährig wirkt, wäre es übertrieben, die Einwirkung mit dem Faktor 1,0 in der quasi-ständigen Bemessungssituation zu berücksichtigen. In [DIN 1055-100; 2001], dort Anhang A, wird Temperatur für Hochbauten in der quasi-ständigen Bemessungssituation gar nicht berücksichtigt ($\psi_2=0$ für Temperatur). In [DIN FB 101; 2003], dort Kap. IV, Anhang C, wird Temperatur für Brücken mit $\psi_2 = 0,5$ berücksichtigt. Dieser Wert scheint auch für Schleusen plausibel, weshalb er an dieser Stelle verwendet wird.

Bemessungsmoment: $M_{Ed} = \Sigma M_k = 2048,4 + 9873,6 + 0,5 \cdot 3138 = 13491 \text{ kNm/m}$

Zugehörige Normalkraft: $N_{Ed} = \Sigma N_k = -1788,5 - 165,5 + 0,5 \cdot 95,5 = -1906,3 \text{ kN/m}$

Es wird eine Bewehrung von 1 Lage $\varnothing 28/20 + 1$ Lage $\varnothing 25/20$ mit vorh $a_s = 55,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ gewählt. Am un-ter-suchten Schnitt ergibt sich damit eine Stahlspannung von 278 N/mm^2 . Gemäß [DIN 1045-1; 2001], 11.2.4, wird die rechnerische Rissbreite für abgeschlossene Rissbildung wie folgt ermittelt:

Die Höhe des Wirkungsbereiches der Bewehrung nach [DIN 1045-1; 2001] ($h_{eff} = 2,5 d_1$) gilt nur bei dün-nen Bauteilen und wächst bei dicken Bauteilen an. In [Heft 525; 2003] und [DIN 1045 – kommentierte Kurz-fassung; 2004] ist das folgende, aus [Heft 466; 1996] stammende Diagramm (Bild 4.6) zur Bestimmung von h_{eff} angegeben:

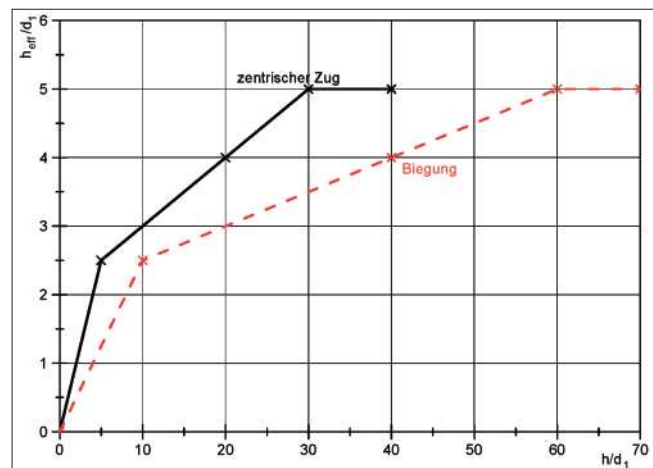


Bild 4.6: Wirkungsbereich der Bewehrung nach [Heft 466; 1996]

Mit

$$h/d_1 = 620/10 = 62 \rightarrow h_{eff}/d_1 = 5,0.$$

Damit kann der Bewehrungsgrad in der Wir-kungszone berechnet werden:

$$\text{eff } \rho = a_s / A_{c,\text{eff}} = 55,33 / (5 \cdot 10 \cdot 100) = 0,011$$

Der maximale Rissabstand ergibt sich mit $f_{ct,\text{eff}} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ zu

$$s_{r,\text{max}} = d_s / (3,6 \cdot \text{eff } \rho) = 28 / (3,6 \cdot 0,011) = 707,1$$

$$< \sigma_s \cdot d_s / (3,6 \cdot f_{ct,\text{eff}}) = 330 \cdot 28 / (3,6 \cdot 3,0) = 855,6$$

Die Differenz der mittleren Dehnungen zwischen Beton und Stahlbeton beträgt:

$$\begin{aligned}
 (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{eff\rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot eff\rho)}{E_s} \\
 &= \frac{278 - 0,4 \cdot \frac{3,00}{0,011} \cdot (1 + \frac{200.000}{30.500} \cdot 0,011)}{200.000} \\
 &= \underline{\underline{8,05 \cdot 10^{-4}}} \\
 &\geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{278}{200.000} = 8,34 \cdot 10^{-4}
 \end{aligned}$$

Es ergibt sich eine rechnerische Rissbreite von $w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 707,1 \cdot 8,05 \cdot 10^{-4} = 0,57 \text{ mm}$, die damit die maximal zulässige, rechnerische Rissbreite von $w_k = 0,25 \text{ mm}$, [ZTV-W LB 215; 2004], wesentlich überschreitet. Mit einer Bewehrung von $82,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($2 \cdot \varnothing 28 / 15$) ergibt sich eine Stahlspannung von 188 N/mm^2 und eine rechnerische Rissbreite von $w_k = 0,25 \text{ mm}$.

Die Bewehrung an Schnitt A erhöht sich damit von $54 \text{ cm}^2/\text{m}$ auf $82,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ (+ 52 %).

4.4 Ergebnisse nach [DIN 1045; 1988]

Das gleiche System, das für die Nachrechnung gemäß [DIN 1045-1; 2001] verwendet wurde, wurde erneut nach [DIN 1045; 1988] berechnet. Die Einwirkungen wurden drei Lastfällen 1, 2 und 3 zugeordnet und mit den entsprechend reduzierten Sicherheiten nach [DIN 19702; 1992] für die Lastfälle 1, 2 und 3 bemessen. Die Zuordnung zu den Lastfällen entspricht der Zuordnung zu den Bemessungssituationen:

ständige Bemessungssituation: → Lastfall 1
 vorübergehende Bemessungssituation: → Lastfall 2 ($\gamma = 0,87$)
 außergewöhnliche Bemessungssituation: → Lastfall 3 ($\gamma = 0,77$)

Die Schnittgrößen können nicht verglichen werden, da nach [DIN 1045; 1988] die Schnittgrößen unter Gebrauchslasten ermittelt werden und in [DIN 1045; 2001] die Lasten mit Teilsicherheitsbeiwerten erhöht werden.

4.4.1 Tragfähigkeit

Nach der Bemessung gemäß [DIN 1045; 1988] ergeben sich folgende erforderliche Querschnitte an der bisher betrachteten Stelle am Wandanschnitt:

für Biegung: $72,2 \text{ cm}^2/\text{m}$
 für Querkraft: $5,33 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.4.2 Rissbreitenbeschränkung

Die rissbreitenbeschränkende Bewehrung unter Last wird für die ständigen Lasten ermittelt; es wird dazu die gleiche Einwirkungskombination Betrieb auf UW (für den betrachteten Schnitt maßgebend) angesetzt, die für die Berechnung nach neuer Norm verwendet wurde. In der Ausführungsstatik wurden dazu 90 % der Lasten des Lastfalls 1 angesetzt, was den Vergleich an dieser Stelle etwas verfälschen würde.

Die Rissbreitenbeschränkung für frühen Zwang wird analog zu Kapitel 4.3 an dieser Stelle nicht behandelt.

Die Bemessung erfolgt nach [DIN 1045; 1988] resp. [Heft 400; 1990]. Es ergibt sich in weiten Teilen eine Erhöhung des erforderlichen Bewehrungsgehaltes, an der betrachteten Stelle von $72,2$ auf $77,7 \text{ cm}^2/\text{m}$.

4.5 Vergleich [DIN 1045; 1988] und [DIN 1045-1; 2001]

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Kapitel 4.3 und 4.5 miteinander verglichen. Dabei wird gemäß [DIN 1045-1; 2001] unterschieden zwischen Tragfähigkeit (Biegung mit Längskraft) und Gebrauchstauglichkeit (Rissbreitenbeschränkung). Der Übersichtlichkeit halber werden fünf Schnitte A bis E gemäß Bild 4.7 in der (linken) Südkammer ausgewertet.

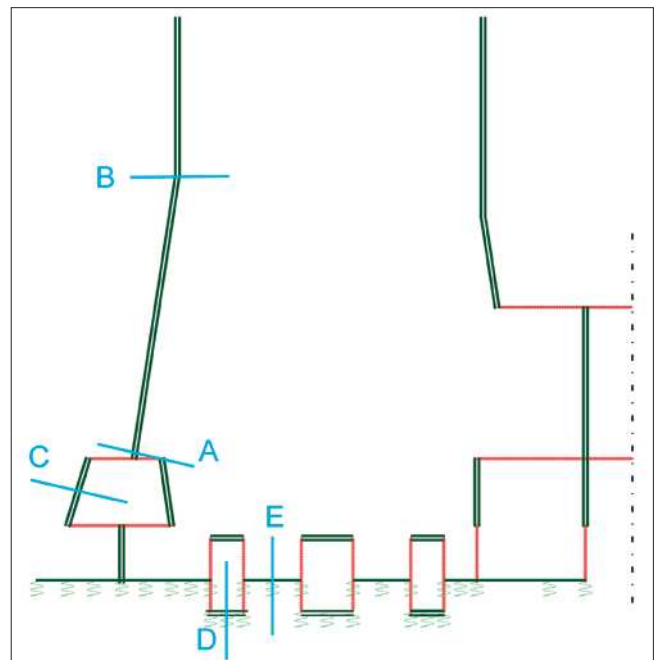


Bild 4.7: Ausgewertete Schnitte des untersuchten Querschnitts

Der Nachweis gegen Ermüdung wurde für die anderen Schnitte nicht geführt, da es an Schnitt A keine Erhöhung der Biegebewehrung gegeben hat und auch die Nachweise für den Beton einen ausreichenden Sicherheitsabstand belegt haben. Dies ist im Ausführungsfalle für weitere charakteristische Querschnitte erforder-

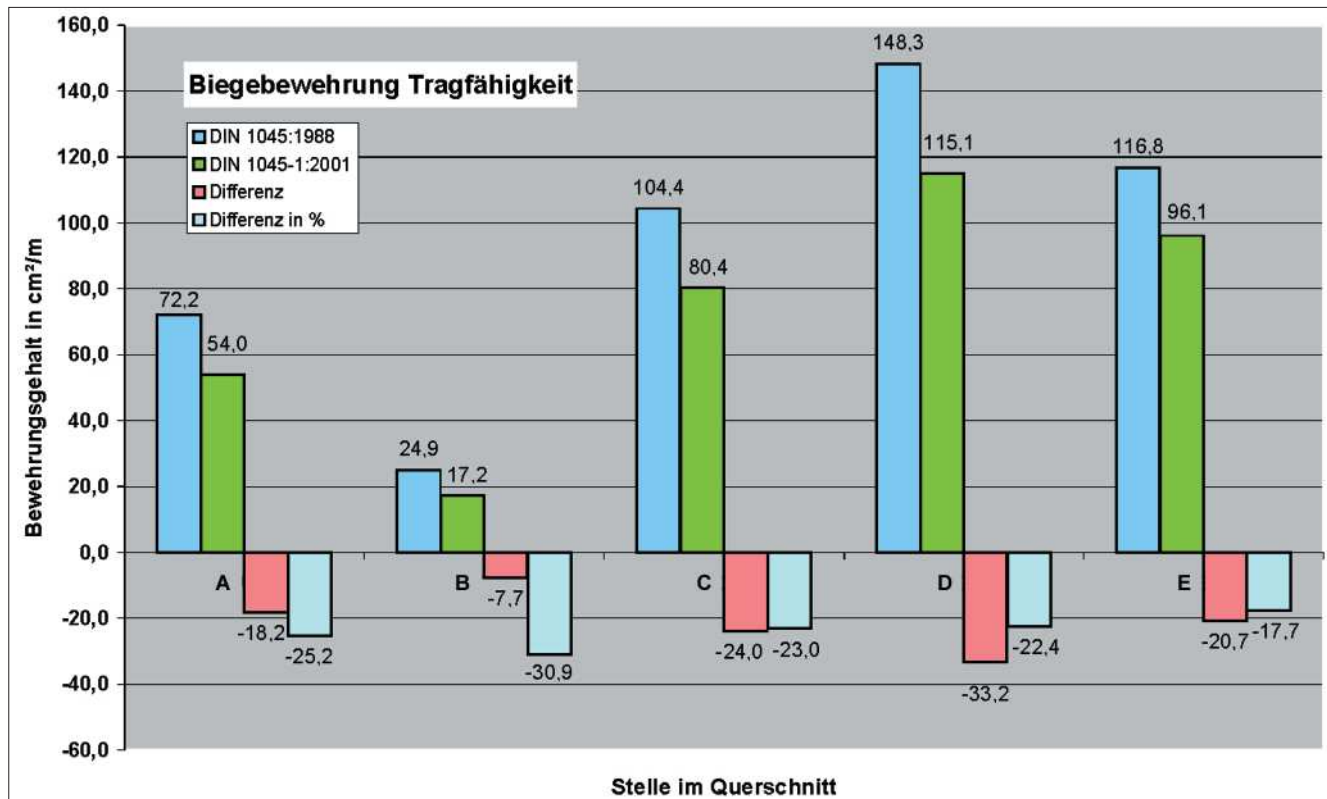


Bild 4.8: Vergleich der Bewehrungsgehalte für Biegung mit Längskraft

lich. Für den Vergleich der Bewehrungsgehalte wird an dieser Stelle angenommen, dass es keine weitere Erhöhung des Bewehrungsgehaltes infolge des Nachweises gegen Ermüdung für die Biegebewehrung geben wird.

Zunächst fällt in Bild 4.8 auf, dass die Berechnung nach neuer [DIN 1045-1; 2001] etwas geringere Bewehrungsgehalte für die Biegebemessung (Tragfähigkeit) liefert. Die Einsparungen liegen zwischen 7,7 und 33,2 cm²/m für die Tragfähigkeit, was ca. 18 bis 31 % bezogen auf die Bewehrungsmenge nach alter Norm entspricht. Bei der Überprüfung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreitenbeschränkung), siehe Bild 4.9, verändern sich diese Einsparungen etwas, die Tendenz bleibt aber erhalten. An Schnitt A-A wird nach neuer Norm 5,7 cm²/m Bewehrung mehr benötigt.

Bei der Querkraftbewehrung sind die Bewehrungsgehalte sowie die Differenzen gering, siehe Bild 4.10. Auf eine prozentuale Darstellung wurde verzichtet, da es Bereiche gibt, in denen nach neuer bzw. nach alter Norm keine Bewehrung erforderlich ist, was prozentual nicht dargestellt werden kann (∞).

Bei allen angegebenen Bewehrungsgehalten handelt es sich um Rechenergebnisse. Die Unterschiede können sich bei konstruktiver Festlegung der letztendlichen Bewehrungsdurchmesser und -abstände relativieren.

Die Nachrechnung des Schleusenammerquerschnitts hat damit gezeigt, dass auf Grund der neuen Normen und der wasserbauspezifischen Regelungen in [ZTV-W LB 215; 2004] für dieses spezielle Bauwerk mit leichten Einsparungen bei den Bewehrungsgehalten bei Anwendung der neuen Normengeneration zu rechnen ist.

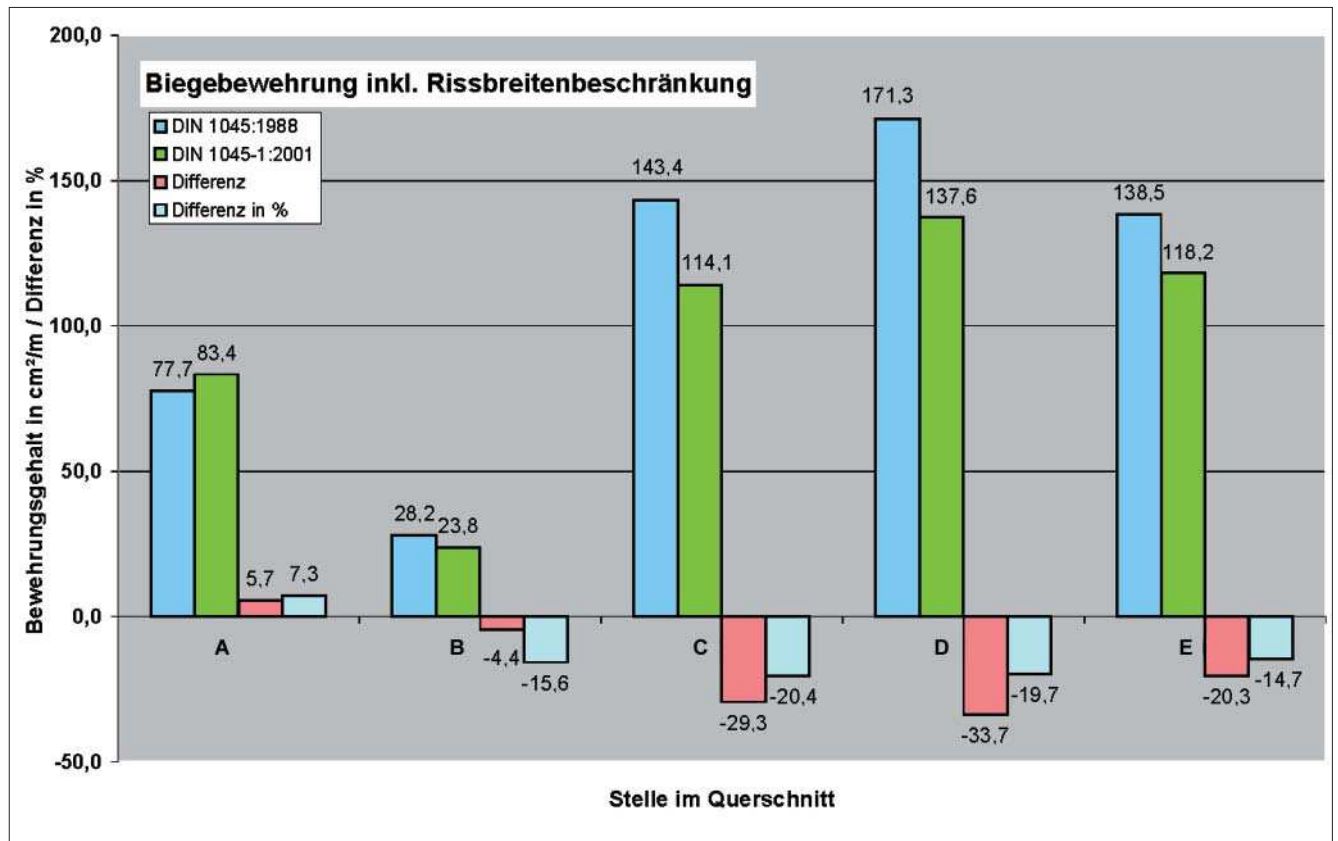


Bild 4.9: Vergleich der Bewehrungsgehalte inkl. Rissbreitenbeschränkung

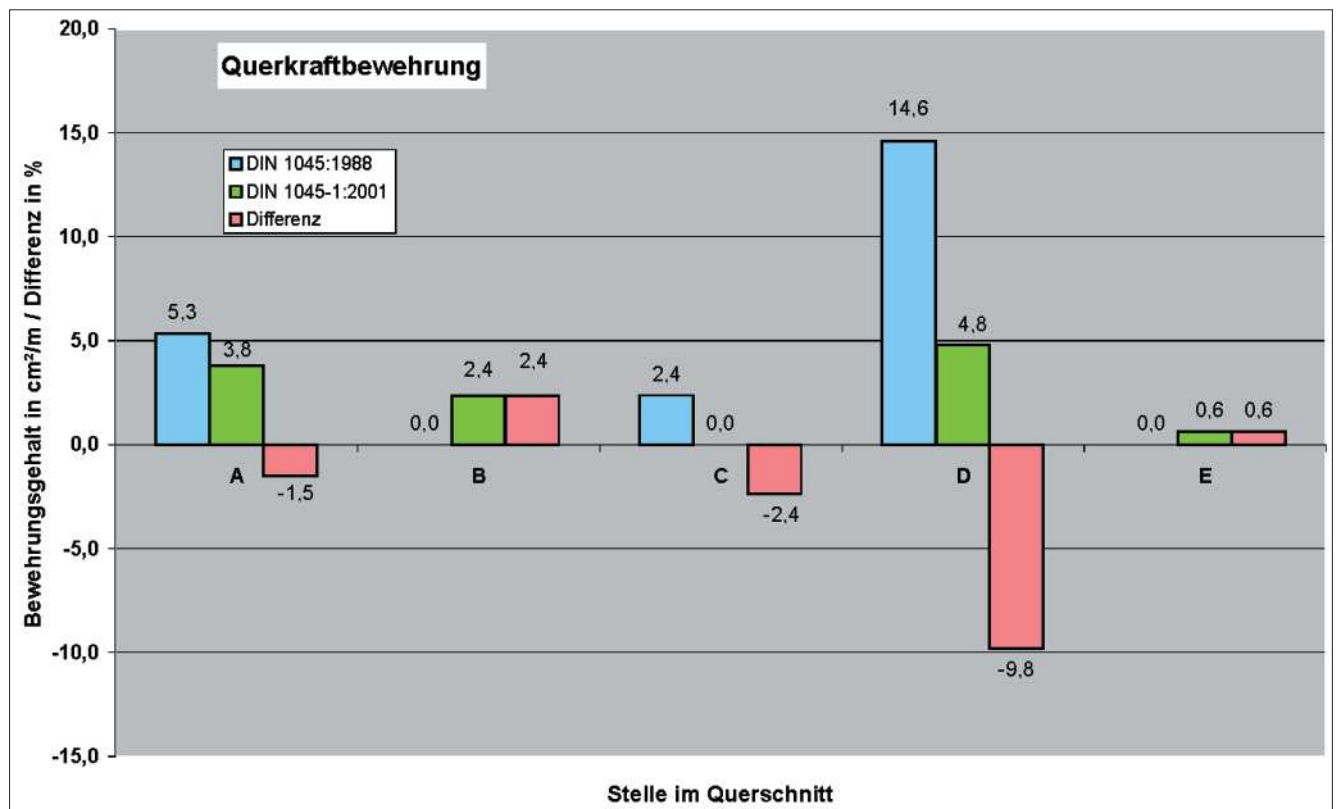


Bild 4.10: Vergleich der Querkraftbewehrung

5 Bemessungsbeispiel Stever-Durchlass

5.1 Grundlagen

5.1.1 Bauwerk

Der Stever-Durchlass ist als zweizelliger Tunnelrahmen konzipiert, wobei in der einen Röhre an der Außenwand sich innenseitig ein Kragarm zur Aufnahme eines Radweges befindet.

Das 24,0 m breite und 9,90 m hohe Mittelteil der Stahlbetonrahmenkonstruktion hat eine Länge von 69,0 m. Diesem schließen sich auf beiden Seiten die Ein- bzw. Auslaufbauwerke an, welche nicht Gegenstand der zwischen alten und neuen Normen vergleichenden Untersuchung sind. In Kanalmitte hat das Bauwerk eine Überdeckung von 1,05 m samt einer 20 cm dicken Tondichtung, über der sich das Kanalwasser mit 5,40 m Wassertiefe befindet. Die maximale Überde-

ckung im Bereich des Dammes beträgt 6,60 m. Den Querschnitt sowohl im Kanal- als auch im Dammbereich zeigt Bild 5.1.

Die Bauausführung erfolgte mit einem Beton B25 (= C20/25), welcher auch der Nachrechnung nach DIN 1045 (1988) zu Grunde gelegt wurde, während auf Grund der Expositionsklassen der DIN 1045-1 die Betongüte der Wände mindestens C25/30 sein muss.

5.1.2 Verwendete Vorschriften

Im Zusammenhang mit der neuen Normengeneration liegt mit der DIN 1045-1 eine Norm vor, welche erstmals innerhalb der Geschichte der DIN 1045 und ihren Vorgängerinnen (die ersten „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ [Eisenbeton; 1904] erschienen 1904)

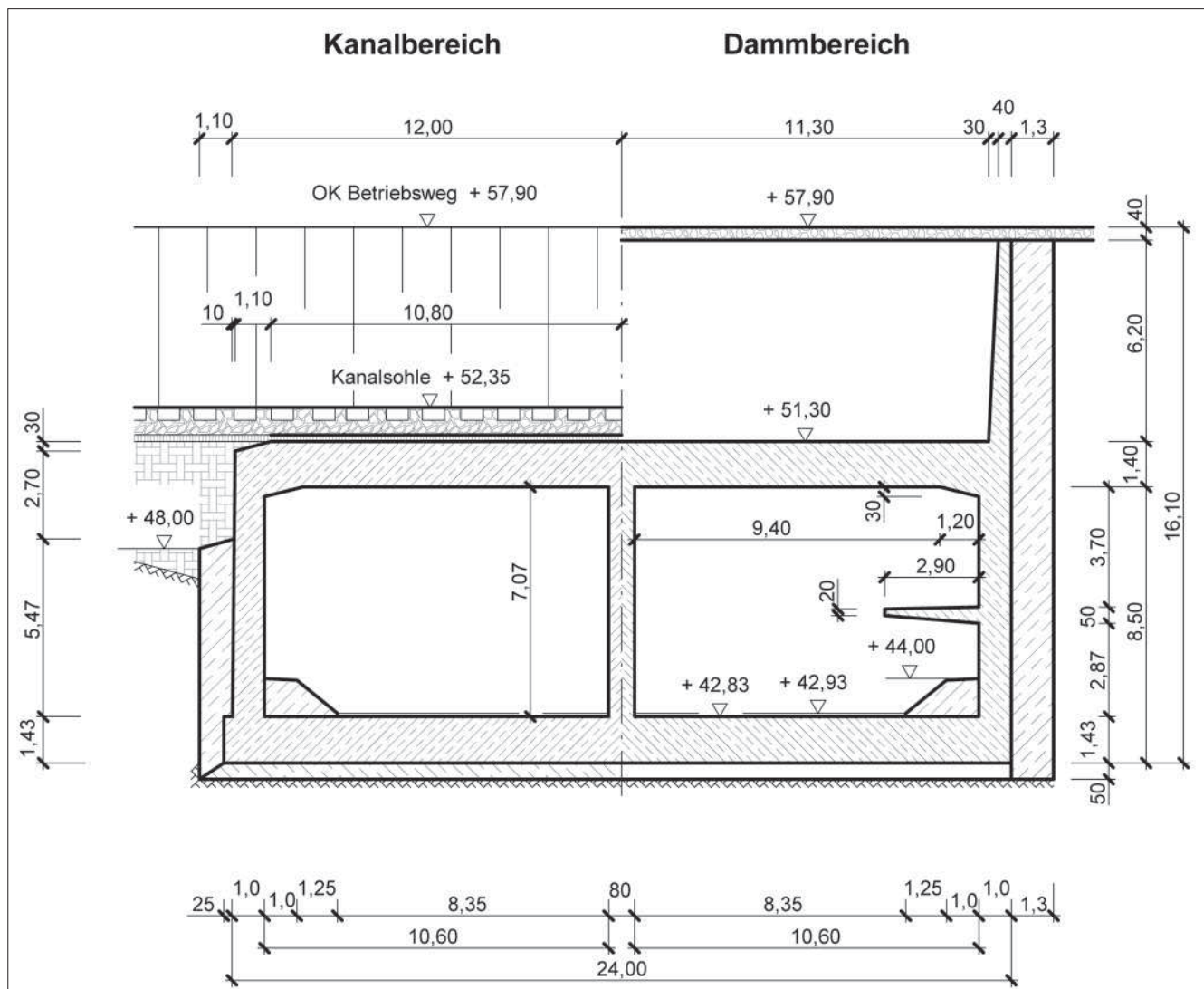


Bild 5.1: Querschnitt Stever-Durchlass, linke Hälfte im Kanalbereich, rechte im Dammbereich

in vielen Punkten nicht mehr auf der Vorgängernorm aufbaut, sondern radikal neue Wege geht. Am auffälligsten ist dabei das der neuen Normengeneration zu Grunde liegende Teilsicherheitskonzept, welches das bisher gebräuchliche globale Sicherheitskonzept ablöst. Da beide nicht miteinander vermischt werden dürfen, sind für die Berechnung nach „alter“ und „neuer“ Norm auch die jeweils mitgeltenden Normen nach „altem“ und „neuem“ Normenkonzept zu trennen.

Die Untersuchung nach „neuer Norm“ fand unter Anwendung folgender Normen und Vorschriften statt:

- DIN 1045-1
- DIN 1055-100
- DIN 1054 (01.2005)
- DIN-Fachbericht 101
- DIN-Fachbericht 102
- ZTV-Ing, Teil 5
- Heft 525 DAfStb
- ZTV-W LB 215, Ausgabe 2004
- Einföhrungserlass des BMVBW zur ZTV-W LB 215, August 2004, vom 22. Dez. 2004

Für die Berechnung nach „alter Norm“ werden im Wesentlichen folgende Normen und Vorschriften herangezogen:

- DIN 1045 (1988)
- DIN 1055 (1978), Teil 1
- DIN 1054 (1976)
- DIN 1072 (1985)
- DIN 19702 (1992)
- ZTV-Tunnel, Teil 2

5.1.3 Einwirkungen

Bei der Ermittlung der Einwirkungen bzw. Lasten wird von folgenden Werten ausgegangen:

Eigengewicht Beton:	$\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Boden:	$\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma' = 8,0 \text{ kN/m}^3$
	$k_{ah} = 0,25$
	$k_0 = 0,50$
Verkehrslast Radweg:	$q/p = 5,0 \text{ kN/m}^2$
gesunkenes Schiff:	$q/p = 25,0 \text{ kN/m}^2$

Für die Nachrechnung nach „neuer Norm“ werden die „charakteristischen Einwirkungen“ (= die bisherigen Lasten) folgendermaßen beschrieben (S = ständige Einwirkung; V = veränderliche Einwirkung; A = außergewöhnliche Einwirkung):

- E1 (S): Eigengewicht Beton
- E2 (S): Ausbau (Zweit- und Uferbeton)
- E4 (A): Erdruchedruck Kanalbereich, Leckage in der Kanaldichtung, vertikaler Erddruck auf Tunneldecke

- E5 (A): Wasserauflast Kanal samt horizontalen aktiven Erddruckanteil
- E5a (S): Differenz aus Wasserauflast bei Erdruchedruck
- E6 (A): gesunkenes Schiff auf Tunneldecke links
- E7 (A): gesunkenes Schiff auf Tunneldecke rechts
- E8 (A): horizontaler Erddruck aus gesunkenem Schiff links
- E9 (A): horizontaler Erddruck aus gesunkenem Schiff rechts
- E10 (S): Wasserfüllung Stever links
- E11 (S): Wasserfüllung Stever rechts
- E12 (V): Verkehr auf Radweg
- E14 (A): Erdruchedruck Dammbereich, Leckage der Kanaldichtung, vertikaler Erddruck auf Tunneldecke
- E15 (V): SLW 60 auf Damm, linke Tunneldecke
- E16 (V): SLW 60 auf Damm, rechte Tunneldecke
- E17 (V): horizontaler Erddruck aus SLW 60 auf Damm links
- E18 (V): horizontaler Erddruck aus SLW 60 auf Damm rechts
- E19 (S): Erdruchedruck Kanal, maximales Grundwasser, vertikaler Erddruck auf Tunneldecke
- E20 (S): Erdruchedruck Damm, maximales Grundwasser, vertikaler Erddruck auf Tunneldecke
- E23 (S): minimaler Grundwasserstand
- E24 (S): $\frac{1}{2}$ aktiver und voller vertikaler Erddruck, Kanalbereich
- E25 (S): $\frac{1}{2}$ aktiver und voller vertikaler Erddruck, Dammbereich
- T1: außen 15 K kälter als innen
- T2: innen 15 K wärmer als außen

Bis auf eine Änderung sind hier die Lastansätze zwischen Berechnung nach alter und nach neuer Norm identisch: Im Gegensatz zu den Regelungen in den ZTV-Tunnel, Teil 2, ist in Anlehnung an ZTV-Ing, Teil 5, an den Außenwänden bei Herstellung des Bauwerkes mit äußerem Arbeitsraum als kleinster horizontaler Erddruck nicht mehr der volle, sondern nur noch der halbe aktive Erddruck anzusetzen.

In Anlehnung an die vorliegende Bestandsstatik zum Stever-Durchlass wird die Belastung für die Berechnung nach DIN 1045 (1988) mit folgenden Lasten definiert:

- L1: Eigengewicht Beton
- L2: Ausbau (Zweit- und Uferbeton)
- L3: aktiver Erddruck Kanalbereich, minimales Grundwasser, vertikaler Erddruck auf Tunneldecke
- L4: Erdruchedruck Kanalbereich, Leckage der Kanaldichtung, vertikaler Erddruck auf Tunneldecke
- L5: Wasserauflast Kanal samt horizontalem Erddruckanteil (aktiv)

- L5a: Differenz aus Wasserauflast Kanal bei Erdruhedruck
- L6: gesunkenes Schiff auf Tunneldecke links
- L7: gesunkenes Schiff auf Tunneldecke rechts
- L8: horizontaler Erddruck aus gesunkenem Schiff links
- L9: horizontaler Erddruck aus gesunkenem Schiff rechts
- L10: Wasserfüllung Stever links
- L11: Wasserfüllung Stever rechts
- L12: Verkehr auf Radweg
- L13: aktiver Erddruck Dammbereich, minimales Grundwasser, vertikaler Erddruck auf Tunneldecke
- L14: Erdruhedruck Dammbereich, Leckage der Kanaldichtung, vertikaler Erddruck auf Tunneldecke
- L15: SLW 60 auf Damm, linke Tunneldecke
- L16: SLW 60 auf Damm, rechte Tunneldecke
- L17: horizontaler Erddruck aus SLW 60 auf Damm links
- L18: horizontaler Erddruck aus SLW 60 auf Damm rechts
- L19: Erdruhedruck Kanal, maximales Grundwasser, vertikaler Erddruck
- L20: Erdruhedruck Damm, maximales Grundwasser, vertikaler Erddruck
- T1: außen (Erdseite) 15 K kälter als innen (linearer Temperaturgradient)
- T2: innen 15 K kälter als außen (linearer Temperaturgradient)

Diese Lasten werden durch Überlagerung zu einzelnen Lastfallkombinationen zusammengefasst, welche gemäß DIN 19702 in die dort definierten Lastfälle 1, 2 oder 3 eingeordnet werden.

Demgegenüber können beim Nachweis nach dem neuen Sicherheitskonzept oftmals voneinander unabhängige Einwirkungen nicht mehr im Vorfeld kombiniert werden (z. B. Erddruck und Grundwasser), so dass, wie in der Aufstellung zu Beginn dieses Abschnittes gezeigt, für die Berechnung nach 1045-1 eine weitere Aufteilung der Einwirkungen erfolgen muss. Hinsichtlich der Verkehrslasten auf dem Betriebsweg im Bauzustand wird auch in der Berechnung nach neuem Normenkonzept von einem SLW 60 ausgegangen, da die gemäß DIN-Fachbericht 101 anzusetzende Doppelachse nur im Zusammenhang mit einer Flächenlast von $\alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$ in Ansatz zu bringen ist, wobei die Größe des Einzelfahrzeuges nicht näher definiert ist. Da auf dem Betriebsweg allerdings davon auszugehen ist, dass ein entsprechend schweres Fahrzeug im Bauzustand nur einzeln vorhanden ist, eignet sich hierfür besser das Lastmodell des SLW 60 der bisherigen DIN 1072. Dies ist unter bestimmten Umständen gemäß DIN-Fachbericht 101, 4.1 (2), möglich, sofern eine gewichtsbeschränkende Beschilderung vorhanden ist.

Um die maximalen Schnittkräfte, z. B. die maximalen Momente, an Sohle, Decke und Wänden zu ermitteln, werden bei einem Tunnelrahmen die Lastkombinationen maximale Auflast bei minimaler Seitenlast (für max. M in Sohle und Decke) bzw. maximale Seitenlast bei minimaler Auflast (für max. M in Wand) gebildet. Dieses Prinzip auf das Teilsicherheitskonzept anzuwenden (konsequenterweise würde das dann bedeuten: $\max \gamma_G / \max \gamma_Q$ bei Auflasten und $\min \gamma_G$ bei Seitenlasten für max M bei Sohle und Decke; für max M der Wände umgekehrt) macht allerdings keinen Sinn, da gleiche bzw. voneinander abhängige Einwirkungen dann mit unterschiedlichem Teilsicherheitsbeiwert beaufschlagt wären: z. B. Grundwasser, gleiche Auflasten über und neben dem Bauwerk. Im Vergleich mit dem Sicherheitsniveau der bisherigen Norm würde durch einen unterschiedlichen Ansatz der Teilsicherheitswerte bei gleichen bzw. voneinander abhängigen Einwirkungen das Sicherheitsniveau erhöht werden, was sowohl aus ingenieurtechnischer Sicht wie auch den bisherigen Erfahrungen nicht als notwendig erachtet wird.

Für die Berechnung der Lastfälle sowohl nach alter als auch nach neuer Norm wird eine vertikale Bettung des Rahmens von $c = 3000 \text{ kN/m}^3$ angesetzt, welche in den Randbereichen auf rund 2,30 m Länge bis auf $c = 10000 \text{ kN/m}^3$ anwächst. Da bei einem Tunnelbauwerk fast ausschließlich ständige Lasten auf das Bauwerk einwirken, erfolgt die Bettungsberechnung für permanente Einwirkungen, kurzfristige Einwirkungen (z. B. SLW-60 oder gesunkenes Schiff) werden in Bezug auf Bettung nicht weiter unterschieden.

5.1.4 Statisches System

Die Berechnung findet an einem ebenen Stabwerkmodell statt, welches mit dem Programm ESK1 der Firma Friedrich & Lochner erstellt wurde. Da der Querschnitt über die Länge des Durchlasses konstant ist, kann die Berechnung eines Querschnittes in Kanalmitte und eines solchen im Dammbereich am gleichen statischen Modell erfolgen. Die Bettungsberechnung erfolgt programmintern anhand des Bettungsmodulverfahrens, wobei durch die Vergrößerung des Bettungsmoduls bei den Bauwerksrändern das Mitwirken benachbarter, aber durch das Bauwerk nicht direkt beanspruchter Bodenbereiche simuliert wird. (Bild 5.2)

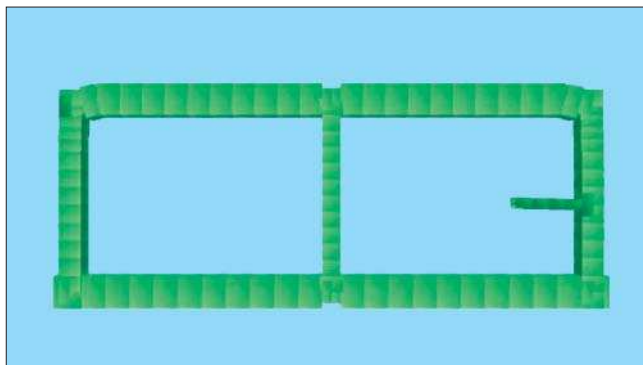


Bild 5.2: Modellierung des Durchlassquerschnittes im ebenen Stabwerkprogramm

5.2 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

5.2.1 Allgemeines

Im Nachfolgenden wird nun die Berechnung nach der neuen Normengeneration durchgeführt.

5.2.2 Stahlbetonbemessung

5.2.2.1 Bemessungssituationen und zugehörige Einwirkungskombinationen

Gemäß DIN 1055-100 (Abschnitt 9.3) werden die Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Situationen unterteilt.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit werden für den Bereich des Wasserbaus in der ZTV-W 215, Tabelle 1.1, speziell geregelt. Sie ist in Tabelle 5.1 wiedergegeben:

Einwirkung		Bemessungssituation		
		ständig	vorübergehend	außergewöhnlich
ständige Einwirkung	ungünstig	1,35	1,20	1,00
	günstig	1,00	1,00	1,00
veränderliche Einwirkung	ungünstig	1,50	1,30	1,00
außergewöhnliche Einwirkung	ungünstig	-	-	1,00

Tabelle 5.1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach ZTV-W 215, Tabelle 1.1

Unter Anwendung der Werte aus Tabelle 1 werden die unter 1.3 definierten Einwirkungen in Tabelle 5.2 zu Einwirkungskombinationen zusammengefasst und den jeweiligen Bemessungssituationen (S = ständig; V = vorübergehend; A = außergewöhnlich) zugeordnet.

Als Vergleich gegenüber der Vorgehensweise nach alter Normengeneration (DIN 1045 (1988) im Zusammenhang mit DIN 19702) werden in Tabelle 5.3 die entsprechenden Lastfallkombinationen samt Einordnung in die Lastfälle 1, 2 oder 3 der DIN 19702 zusammengestellt. Hierbei kann festgestellt werden, dass auf Grund der schon bisher üblichen Einklassifizierung in die Lastfäl-

le der DIN 19702 mit dazugehöriger Abminderung der globalen Sicherheitsbeiwerte die Anzahl der zu bildenden Lastfallkombinationen nur unwesentlich geringer als die nach neuer Normengeneration entstehende Anzahl an Einwirkungskombinationen ist.

5.2.2.2 Berechnung und Bemessung

5.2.2.2.1 Allgemeines

Die Berechnung erfolgt am ebenen Stabwerksmodell der Firma Friedrich & Lochner für die einzelnen Lastfälle. An ausgewählten Schnitten am Tragwerk werden im Nachgang die Schnittkräfte entsprechend den oben definierten Einwirkungskombinationen (nach neuer Norm) bzw. Lastfallkombinationen (nach alter Norm) überlagert. Die Bemessung im Textteil der vorliegenden Untersuchung wird exemplarisch an zwei Schnitten (Feldmitte Decke und Sohle im Bereich des Anschnittes zur Innenwand) geführt.

5.2.2.2.2 Erforderliche Betongüte/Expositionsklasse

Während nach DIN 1045 (1988), Abschnitt 6.5.1 und 13.2, für den bewehrten Beton eines Durchlasses auf Grund der in Tabelle 10 der DIN 1045 (1988) genannten Umweltbedingungen mindestens eine Betongüte B25 (entspricht etwa C20/25) erforderlich war, sind die Anforderungen in der neuen DIN 1045-1 strenger. Hier werden die Bauteile entsprechend ihrer Umgebungsbedingungen in sogenannte Expositionsklassen eingeteilt (Tabelle 3 der DIN 1045-1), denen wiederum eine bestimmte Mindestbetonfestigkeitsklasse zugeordnet ist.

Sofern Frost im Bereich der Sohle ausgeschlossen werden kann (bei Fließgewässern in der Regel der Fall) erfolgt die Einordnung der Sohle in die Expositionsklasse XC2 (nass, selten trocken) mit einer erforderlichen Mindestbetonfestigkeitsklasse C16/20. Gemäß ZTV-W 215 (Ausgabe 2004), Abschnitt 5.3, beträgt die Mindestfestigkeitsklasse für Beton allerdings C20/25, was in diesem Fall dann für die Sohle maßgebend wird.

Die Wände liegen im Bereich der Wasserwechselzone, in dem sie auch Frost ausgesetzt sind, weshalb die Wände in zwei Expositionsklassen eingeordnet werden: XC4 (wechselnd nass und trocken) und XF3

		E1	E2	E4	E5	E5a	E6	E7	E8	E9	E10	E11	E12	E14	E15	E16	E17	E18	E19	E20	E23	E24	E25	T1	T2
Bemessungssituation	Einwirkungs-kombination	Eigengewicht Beton	Ausbau	Erdruehr. Kanal, Leckage, vert. Erdrdr.	Wasseranflast Kanal samt hor. Erdrdr.-Anteil	Differenz aus Wasseranlast bei Erdruehrdruck	gesunkenes Schiff Decke links	gesunkenes Schiff Decke rechts	gesunkenes Schiff Erdruehr links	gesunkenes Schiff Erdruehr rechts	Wasserfüllung Stever links	Wasserfüllung Stever rechts	Verkehr auf Radweg	Erdruehr. Damm, Leckage, vert. Erdruehr.	SUV 60 auf Damm, Decke links	SUV60 auf Damm, Decke rechts	SUV60 auf Damm, Erdrdr. links	SUV60 auf Damm, Erdruehr rechts	Erdruehr. Kanal, max. GW, vert. Erdrdr.	Erdruehr. Damm, max. GW, vert. Erdrdr.	minimaler Grundwasserstand	1/2 aktiver und voller vertikaler Erdruehr. Kanal	1/2 aktiver und voller vertikaler Erdruehr. Damm	außen 15 K kälter als innen	innen 15 K kälter als außen
S	1	1,35	1,00		1,35						1,00	1,00									1,00	1,35		1,00	
S	2	1,35	1,00		1,35						1,00	1,00									1,00	1,35			1,00
S	3	1,35	1,00		1,35						1,00	1,00	1,50								1,00	1,35		1,00	
S	4	1,35	1,00		1,35						1,00	1,00	1,50								1,00	1,35			1,00
S	5	1,00	1,35		1,00	1,00					1,35	1,35							1,35					1,00	
S	6	1,00	1,35		1,00	1,00					1,35	1,35	1,50						1,35					1,00	
S	7	1,35	1,00		1,35	1,35					1,00	1,00							1,35					1,00	
S	8	1,35	1,00		1,35	1,35					1,00	1,00	1,50						1,35					1,00	
V	9	1,20	1,00		1,20						1,00										1,00	1,00			1,00
V	10	1,20	1,00		1,20						1,00										1,00	1,00			1,00
V	11	1,20	1,00		1,20						1,00		1,30								1,00	1,00		1,00	
V	12	1,20	1,00		1,20						1,00		1,30								1,00	1,00			1,00
V	13	1,20	1,00		1,20							1,00									1,00	1,00		1,00	
V	14	1,20	1,00		1,20							1,00									1,00	1,00			1,00
V	15	1,20	1,00		1,20							1,00	1,30								1,00	1,00		1,00	
V	16	1,20	1,00		1,20							1,00	1,30								1,00	1,00			1,00
V	17	1,20	1,20		1,00	1,00					1,20								1,20					1,00	
V	18	1,20	1,20		1,00	1,00					1,20		1,30						1,20					1,00	
V	19	1,20	1,20		1,00	1,00						1,20							1,20					1,00	
V	20	1,20	1,20		1,00	1,00						1,20	1,30						1,20					1,00	
A	21	1,00	1,00	1,00							1,00	1,00												1,00	
A	22	1,00	1,00	1,00							1,00	1,00	1,00											1,00	
A	23	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00									1,00	1,00		1,00	
A	24	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	25	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00							1,00					1,00	
A	26	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	27	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	28	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00							1,00					1,00	
A	29	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	30	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	31	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00							1,00					1,00	
A	32	1,00	1,00		1,00	1,00		1,00		1,00	1,00	1,00							1,00					1,00	
A	33	1,00	1,00		1,00	1,00		1,00		1,00	1,00	1,00							1,00					1,00	
A	34	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	35	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	36	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00							1,00					1,00	
A	37	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	38	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	39	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00							1,00					1,00	
A	40	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	41	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00	1,00									1,00	1,00			1,00
A	42	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00							1,00					1,00	
A	43	1,00	1,00		1,00	1,00		1,00		1,00	1,00	1,00							1,00					1,00	
A	44	1,00	1,00		1,00	1,00		1,00		1,00	1,00	1,00							1,00					1,00	
S	45	1,35	1,00								1,00	1,00									1,00		1,35		1,00
S	46	1,35	1,00								1,00	1,00									1,00		1,35		1,00
S	47	1,35	1,00								1,00	1,00	1,50								1,00		1,35		1,00
S	48	1,35	1,00								1,00	1,00	1,50								1,00		1,35		1,00
S	49	1,00	1,35								1,35	1,35							1,35					1,00	
S	50	1,00	1,35								1,35	1,35	1,50						1,35					1,00	
S	51	1,35	1,00								1,00	1,00							1,35					1,00	
S	52	1,35	1,00								1,00	1,00	1,50						1,35					1,00	
V	53	1,20	1,00								1,00										1,00		1,20		1,00
V	54	1,20	1,00								1,00										1,00		1,20		1,00
V	55	1,20	1,00								1,00		1,30								1,00		1,20		1,00
V	56	1,20	1,00								1,00		1,30								1,00		1,20		1,00
V	57	1,20	1,00									1,00									1,00		1,20		1,00
V	58	1,20	1,00									1,00									1,00		1,20		1,00
V	59	1,20	1,00									1,00	1,30								1,00		1,20		1,00
V	60	1,20	1,00									1,00	1,30								1,00		1,20		1,00
V	61	1,20	1,20								1,00										1,20				1,00
V	62	1,20	1,20								1,00		1,30								1,20				1,00
V	63	1,20	1,20									1,00									1,20				1,00
V	64	1,20	1,20									1,00	1,30								1,20				1,00
V	65	1,20	1,00								1,00	1,00			1,30						1,00		1,00		1,00
V	66	1,20	1,00								1,00	1,00			1,30						1,00		1,00		1,00
V	67	1,20	1,00								1,00	1,00	1,30		1,30						1,00		1,00		1,00
V	68	1,20	1,00								1,00	1,00	1,30		1,30						1,00		1,00		1,00
V	69	1,20	1,00								1,00	1,00				1,30					1,00		1,00		1,00
V	70	1,20	1,00								1,00	1,00				1,30					1,00		1,00		1,00
V	71	1,20	1,00								1,00	1,00	1,30			1,30					1,00		1,00		1,00
V	72	1,20	1,00								1,00	1,00	1,30			1,30					1,00		1,00		1,00
V	73	1,20	1,20								1,20	1,20			1,30						1,20				1,00
V	74	1,20	1,20								1,20	1,20	1,30			1,30					1,20				1,00
V	75	1,20	1,20								1,20	1,20				1,30					1,20				1,00
V	76	1,20	1,20								1,20	1,20	1,30			1,30					1,20				1,00
V																									

DIN 19702	LFK-Nr.	L1	L2	L3	L4	L5	L5a	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14	L15	L16	L17	L18	L19	L20	T1	T2
		Eigengewicht Beton	Ausbau	akt. Erdrdr. Kanal, min GW, vert. Erdrdr.	Erdrdr. Kanal, Leckage, vert. Erdrdr.	Wasserauflast Kanal samt hor. Erdrdr. Anteil	Differenz aus Wasserauflast bei Erdrdr. Druck	gesunkenes Schiff Decke links	gesunkenes Schiff Decke rechts	gesunkenes Schiff Erdrdr. links	gesunkenes Schiff Erdrdr. rechts	Wasserfüllung Stever links	Wasserfüllung Stever rechts	Verkehr auf Radweg	aktiver Erdrdr. Damm, min GW, vert. Erdrdr.	Erdrdr. Damm, Leckage, vert. Erdrdr.	SLW 60 auf Damm, Decke links	SLW 60 auf Damm, Decke rechts	SLW 60 auf Damm, Erdrdr. links	SLW 60 auf Damm, Erdrdr. rechts	Erdrdr. Kanal, max. GW, vert. Erdrdr.	Erdrdr. Damm, max. GW, vert. Erdrdr.	außen 15 K kälter als innen	innen 15 K kälter als außen
1	1	X	X	X		X						X	X										X	
1	2	X	X	X		X						X	X											X
1	3	X	X	X		X						X	X	X									X	
1	4	X	X	X		X						X	X	X										X
1	5	X	X			X	X					X	X								X		X	
1	6	X	X			X	X					X	X	X							X		X	
2	7	X	X	X		X						X											X	
2	8	X	X	X		X						X											X	
2	9	X	X	X		X						X		X									X	
2	10	X	X	X		X						X		X									X	
2	11	X	X	X		X							X										X	
2	12	X	X	X		X							X										X	
2	13	X	X	X		X							X	X									X	
2	14	X	X	X		X							X	X									X	
2	15	X	X			X	X					X									X		X	
2	16	X	X			X	X					X		X							X		X	
2	17	X	X			X	X						X								X		X	
2	18	X	X			X	X						X	X	X						X		X	
3	19	X	X		X							X	X										X	
3	20	X	X		X							X	X	X									X	
3	21	X	X	X		X		X	X	X	X	X	X										X	
3	22	X	X	X		X		X	X	X	X	X	X								X		X	
3	23	X	X			X	X	X	X	X	X	X	X								X		X	
3	24	X	X			X	X	X	X	X	X	X	X								X		X	
3	25	X	X			X	X		X		X	X	X								X		X	
3	26	X	X			X	X			X		X	X								X		X	
3	27	X	X			X	X				X	X	X								X		X	
3	28	X	X	X		X		X	X	X	X	X	X	X									X	
3	29	X	X	X		X		X	X	X	X	X	X	X							X		X	
3	30	X	X			X	X	X	X	X	X	X	X	X							X		X	
3	31	X	X			X	X	X		X		X	X	X							X		X	
3	32	X	X			X	X		X		X	X	X	X							X		X	
3	33	X	X			X	X			X		X	X	X							X		X	
3	34	X	X			X	X				X	X	X	X							X		X	
3	35	X	X									X	X								X		X	
3	36	X	X									X	X	X							X		X	
3	37	X	X	X		X		X		X		X	X										X	
3	38	X	X	X		X		X			X	X	X										X	
3	39	X	X	X		X			X		X	X	X										X	
3	40	X	X	X		X			X		X	X	X										X	
3	41	X	X	X		X		X		X		X	X	X									X	
3	42	X	X	X		X		X		X		X	X	X									X	
3	43	X	X	X		X			X		X	X	X	X									X	
3	44	X	X	X		X			X		X	X	X	X									X	
1	45	X	X									X	X		X								X	
1	46	X	X									X	X		X								X	
1	47	X	X									X	X	X	X								X	
1	48	X	X									X	X	X	X								X	
1	49	X	X									X	X									X	X	
1	50	X	X									X	X	X								X	X	
2	51	X	X									X			X									X
2	52	X	X									X		X	X									X
2	53	X	X										X		X									X
2	54	X	X										X	X	X									X
2	55	X	X									X			X									X
2	56	X	X									X		X	X									X
2	57	X	X										X		X									X
2	58	X	X										X	X	X									X
2	59	X	X									X												X
2	60	X	X									X		X										X
2	61	X	X										X											X
2	62	X	X										X	X										X
2	63	X	X									X	X		X									X
2	64	X	X									X	X		X									X
2	65	X	X									X	X	X	X									X
2	66	X	X									X	X	X	X									X
2	67	X	X									X	X	X										X
2	68	X	X									X	X	X										X
2	69	X	X									X	X	X	X									X
2	70	X	X									X	X	X				X						X
2	71	X	X									X	X	X	X									X
2	72	X	X									X	X	X	X									X
2	73	X	X									X	X	X										X
2	74	X	X									X	X	X										X
2	75	X	X									X	X	X										X
2	76	X	X									X	X	X										X
2	77	X	X									X	X	X										X
2	78	X	X									X	X	X										X
3	79	X	X									X	X			X								X
3	80	X	X									X	X	X		X								X

Tabelle 5.3: Lastfallkombinationen nach alter Normung

(hohe Wassersättigung ohne Taumittel). Beide Expositionsklassen erfordern eine Mindestbetonfestigkeitsklasse C25/30.

Hinsichtlich durch Karbonatisierung ausgelöste Bewehrungskorrosion ist die Decke in XC3 (mäßige Feuchte) mit der Mindestbetonfestigkeitsklasse C20/25 einzugruppieren, während in Bezug auf Frostbeanspruchung eine Einklassifizierung in XF1 (mäßige Wasser-

sättigung ohne Taumittel) stattfindet und mindestens einen Beton C25/30 erfordert.

Somit könnte nach neuem Regelwerk für die Sohle ein C20/25 (entspricht etwa dem bisherigen B25) zur Anwendung kommen, die übrigen Bauteile hingegen erfordern mindestens einen Beton C25/30 (entspricht einem Beton zwischen B25 und B35), s. Zusammenstellung in Bild 5.3. Für die Berechnung wird daher einheitlich ein Beton C25/30 zu Grunde gelegt, wäh-

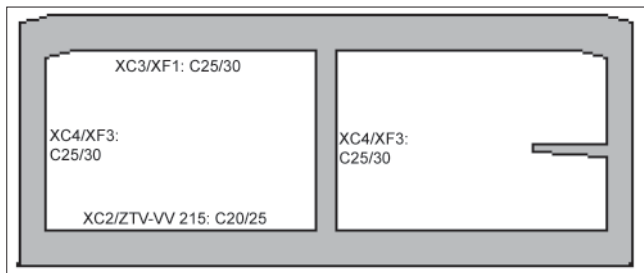


Bild 5.3: Expositionsklassen und erforderliche Mindestbetonfestigkeitsklassen

rend für die Berechnung nach DIN 1045 (1988) ein B25 (= C20/25) ausreichend gewesen wäre.

5.2.2.2.3 Bemessung auf Biegung und Längskraft

Die Suche nach der bemessungsrelevanten Einwirkungskombination wurde mittels Computerprogramm vorgenommen, indem für alle in Bild 5.4 angegebenen Schnitte und sämtliche Einwirkungskombinationen die Schnittgrößen mit anschließender Bemessung durchgeführt wurde. Erst anhand der Ergebnisse aus der Bemessung kann die maßgebende Einwirkungskombination bestimmt werden, da zum einen die bewehrungsreduzierende Normalkraft im Verhältnis zum Moment in ihrer Auswirkung nur schlecht abgeschätzt werden kann, zum anderen die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialseite in der außergewöhnlichen Bemessungssituation anders sind als in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation. Dies kann ggf. schon mittels einer einfachen Excel-Tabelle geschehen, z. B. als Weiterführung der Tabelle 5.2. Für den Kanalbereich (Einwirkungskombinationen 1 bis 44) sollen die Nachweise an folgenden Schnitten (s. hierzu auch Bild 5.4) geführt werden:

- Decke in Feldmitte
- Sohle im Bereich des Anschnittes zur Innenwand

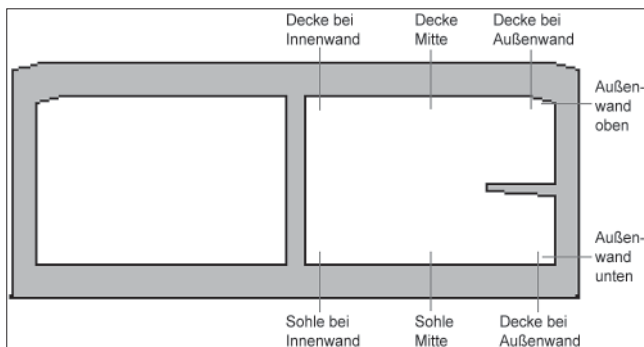


Bild 5.4: Schnittbezeichnungen am Bauwerk

Exemplarisch wird in Bild 5.5 die Momentenlinie für die Belastung L3 am Tunnelquerschnitt dargestellt (aktiver Erddruck Kanalbereich, minimales Grundwasser und vertikaler Erddruck auf der Tunneldecke).

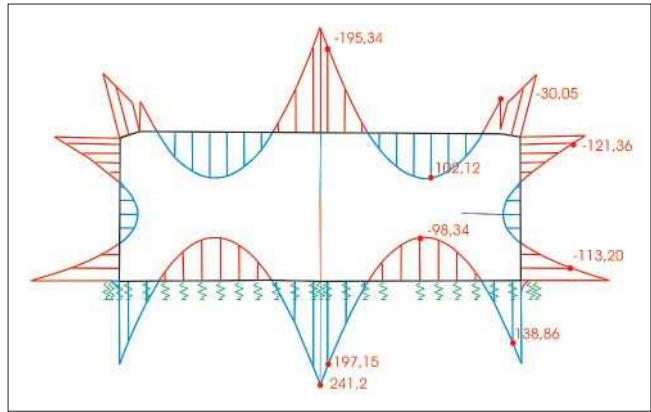


Bild 5.5: Momentenlinie für L3

5.2.2.2.3.1 Decke in Feldmitte

Als bemessungsrelevant ergibt sich für den Kanalbereich aus der Überlagerung die Einwirkungskombination Nr. 2 (ständige Bemessungssituation):

$$M_{Ed} = 1495,2 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed} = -89,5 \text{ kN/m}$$

Mit der Bauteildicke $h = 140 \text{ cm}$ und der statischen Höhe $d = 133 \text{ cm}$ ergibt sich bei Ansatz der Normalkraft in Höhe der Zugbewehrungslage:

$$M_{Eds} = 1495,2 + 89,5 \times 0,63 = 1552 \text{ kNm/m}$$

Gemäß der in den k_{dc} -Tafeln von [Heydel, Krings, Herrmann; 2003] beschriebenen Vorgehensweise (entspricht fast dem Vorgehen der bisherigen k_n -Tafeln) ist zunächst der k_{dc} -Wert zu berechnen:

$$k_{dc} = \frac{d[\text{cm}]}{\sqrt{\frac{M_{Eds}[\text{kNm}]}{b[\text{m}]}}} \times \sqrt{f_{cd}[\text{N/mm}^2]} = \frac{133}{\sqrt{\frac{1552}{1,0}}} \times \sqrt{14,17} = 12,71$$

Aus der k_{dc} -Tafel kann für den Beiwert k_{s1} und die Stahlspannung σ_{s1} abgelesen werden:

$$k_{s1} = 2,29$$

$$\sigma_{s1} = 457 \text{ N/mm}^2$$

Da der k_{s1} -Wert kleiner ist als 2,82, ist keine Druckbewehrung erforderlich. Somit ergibt sich als erforderliche Zugbewehrung auf der Deckenunterseite:

$$A_{s1} = k_{s1} \times \frac{M_{Eds}[\text{kNm}]}{d[\text{cm}]} \times \rho_1 + \frac{N_{Ed}[\text{kN}]}{\sigma_{s1}[\text{kN/cm}^2]} = 2,29 \times \frac{1552}{133} \times 1,00 + \frac{-89,5}{45,7} = 24,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Der Beiwert ρ_1 beträgt bei Betonen $\geq \text{C80/95}$ oder wenn bei sämtlichen anderen Betonen keine Druckbewehrung erforderlich ist 1,00.

5.2.2.2.3.2 Sohle im Bereich des Anschnittes zur Innenwand

Als bemessungsrelevant für den Kanalbereich ergibt sich aus der Überlagerung die Einwirkungskombination Nr. 1 (ständige Bemessungssituation):

$$M_{Ed} = 3005,9 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed} = -243,3 \text{ kN/m}$$

Mit der Bauteildicke $h = 143 \text{ cm}$ und der statischen Höhe $d = 136 \text{ cm}$ ergibt sich bei Ansatz der Normalkraft in Höhe der Zugbewehrungslage:

$$M_{Eds} = 3005,9 + 243,3 \times 0,645 = 3163 \text{ kNm/m}$$

Hieraus errechnet sich der Wert von k_{dc} :

$$k_{dc} = \frac{136}{\sqrt{\frac{3163}{1,0}}} \times \sqrt{14,17} = 9,10$$

Aus der k_{dc} -Tafel kann für den Beiwert k_{s1} und die Stahlspannung σ_{s1} abgelesen werden:

$$k_{s1} = 2,43$$

$$\sigma_{s1} = 447 \text{ N/mm}^2$$

Da der k_{s1} -Wert kleiner ist als 2,82, ist keine Druckbewehrung erforderlich. Somit ergibt sich als erforderliche Zugbewehrung auf der Deckenunterseite:

$$A_{s1} = 2,43 \times \frac{3163}{136} \times 1,00 + \frac{-243,3}{44,7} = 51,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 13.1.1 ist im Allgemeinen eine Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens zu berechnen, was allerdings im vorliegenden Fall auf Grund der Bauteil- und Bewehrungseinlagenabmessungen nicht maßgebend wird.

5.2.2.2.4 Bemessung für Querkraft

Da im Schnitt in Feldmitte bzw. an der Stelle von max. M_{Ed} in der Decke nur geringe bzw. keine Querkräfte vorhanden sind, erübrigt sich für diesen Schnitt der Nachweis auf Querkrafttragfähigkeit. Exemplarisch wird somit der Nachweis für den Anschnitt der Sohle an der Innenwand geführt.

Aus den in Tabelle 5.2 zusammengestellten Einwirkungskombinationen ergab sich Nr. 3 als die für den Kanalbereich maßgebende mit

$$V_{Ed} = 1106 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 243,3 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit gliedert sich in fünf Hauptschritte:

1. Ermittlung des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$

Gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 10.3.3 wird dabei die Querkrafttragfähigkeit eines Querschnittes ohne Querkraftbewehrung ermittelt:

$$V_{Rd,ct} = [0,10 K \times \eta_1 \times (100 \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \sigma_{cd}] \times b_w \times d$$

Hierbei ist

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1360}} = 1,38$$

$$\eta_1 = (\text{für Normalbeton}) 1,00$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} = \frac{51,1}{100 \times 136} = 0,0038$$

Für A_{s1} ist die tatsächlich vorhandene Zugbewehrung einzusetzen, vereinfachend wird hier die maximale aus der Biegung (s. Abschnitt 5.2.2.2.3.2) ermittelte erforderliche Bewehrung eingesetzt.

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \text{ (siehe Tabelle 9 der DIN 1045-1)}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{-243300}{1430 \times 1000} = -0,17 \text{ N/mm}^2$$

A_c ist hierbei die gesamte Betonquerschnittsfläche.

Eingesetzt in die oben angegebene Gleichung für $V_{Rd,ct}$ ergibt sich:

$$V_{Rd,ct} = [0,10 \times 1,38 \times 1,00 \times (100 \times 0,0038 \times 25)^{1/3} - 0,12 \times (-0,17)] \times 1000 \times 1360$$

$$= 425234 \text{ N/m} = 425,2 \text{ kN/m}$$

Ist die vorhandene Querkraft $V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$, so ist die Querkrafttragfähigkeit des Querschnittes nachgewiesen. In vorliegendem Fall ergibt sich allerdings durch $V_{Ed} = 1106 > 425,2 = V_{Rd,ct}$ eine rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung.

2. Ermittlung von $V_{Rd,c}$

Dieser Wert beschreibt die Querkraftübertragungsfähigkeit des Betons bei einem querkraftbewehrten Bauteil innerhalb eines Risses (sozusagen die Vertikalkomponente der Reibungskraft in einem Schrägriss).

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \times 0,10 \times \eta_1 \times f_{ck}^{1/3} \times (1 + 1,2 \times \sigma_{cd} / f_{cd}) \times b_w \times z$$

Mit

$$\beta_{ct} = (\text{nach DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.4 immer}) 2,4$$

$$\eta_1 = (\text{wie vor}) 1,00$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = (\text{wie vor}) -0,17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha \times f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$(\alpha \text{ gemäß Abschnitt 9.1.6 der DIN 1045-1, } \gamma_c \text{ gemäß Tabelle 2 der DIN 1045-1})$$

$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1360 = 1224 \text{ mm}$
(gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 10.3.4 (2) darf z auf diese Art näherungsweise ermittelt werden)
ergibt sich:

$$V_{Rd,c} = 2,4 \times 0,10 \times 1,00 \times 25^{1/3} \times (1 + 1,2 \times (-0,17) / 14,17) \times 1000 \times 1224 \\ = 851710 \text{ N/m} = 851,7 \text{ kN/m}$$

3. Wahl der Druckstrebenneigung θ bzw. $\cot \theta$ ($= 1/\tan \theta$)

Die Druckstrebenneigung in der auf Grundlage der Fachwerkanalogie basierenden Berechnung ist in folgenden Grenzen frei wählbar:

$$0,58 \leq \cot \theta \leq (1,2 - 1,4 \sigma_{cd}/f_{cd}) / (1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}) \leq 3,0 \text{ für Normalbeton (2,0 bei Leichtbeton)}$$

Aus den zuvor ermittelten Werten ergibt sich für

$$(1,2 - 1,4 \sigma_{cd}/f_{cd}) / (1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}) = (1,2 - 1,4 \times (-0,17) / 14,17) / (1 - 851,7 / 1106) = 5,29$$

Dieser Wert ist größer als 3,0 weshalb als Obergrenze 3,0 maßgebend wird.

Ein großer Wert für $\cot \theta$ entspricht einer flachen Neigung der Druckstrebe und führt somit zu einer geringeren Querkraftbewehrung; allerdings vergrößert sich dadurch das Versatzmaß, wobei sich auch z. B. die Endverankerungslänge vergrößert und daher ggf. die konstruktive Durchbildung der Bewehrung eine steilere Druckstrebe verlangt als theoretisch erlaubt wäre.

Für die weitere Berechnung wird $\cot \theta$ zu 3,0 gewählt.

4. Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,max}$

Bei unter 90° geneigter Querkraftbewehrung (z. B. Bügel) errechnet sich die maximal durch die Druckstrebe des Betons aufnehmbare Querkraft zu

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \times z \times \alpha_c \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Hierbei ist

$$\alpha_c = 0,75 \times \eta_1 = 0,75 \times 1,00 = 0,75$$

$$\tan \theta = 1 / \cot \theta = 1/3,0 = 0,333$$

$b_w, z, f_{cd}, \cot \theta$: siehe oben

Somit ergibt sich

$$V_{Rd,max} = \frac{1000 \times 1224 \times 0,75 \times 14,17}{3,0 + 0,333} = \\ 3902808 \text{ N/m} = 3903 \text{ kN/m}$$

Mit

$V_{Ed} = 1106 \leq 3903 = V_{Rd,max}$
ist der Querkraftnachweis hinsichtlich Tragfähigkeit der Druckstrebe erbracht.

5. Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewehrung

Die erforderliche Querkraftbewehrung bei Anordnung von 90° gegen die Bauteilachse (z. B. Bügel) errechnet sich:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{V_{Rd,sy}}{f_{yd} \times z \times \cot \theta}$$

Dabei ist

s_w : Abstand der Querkraftbewehrung (z. B. Bügelabstand)

$V_{Rd,sy}$: Bemessungswert der Querkraft bei querkraftbewehrten Bauteilen, entspricht bei Berechnung der erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung V_{Ed} : 1106 kN

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_c = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$z, \cot \theta$: siehe oben.

Die erforderliche Bügelbewehrung errechnet sich zu

$$a_{sw} = \frac{1106}{43,5 \times 122,4 \times 3,0} = \\ 0,0692 \text{ cm}^2/\text{cm} = 6,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Da der Wert für $V_{Rd,sy}$ nicht in kN sondern in kN/m (Wandlänge) eingesetzt ist, ist der errechnete Wert für die Querkraftbewehrung ebenfalls pro m Wandlänge zu verstehen (somit korrekt: $6,92 \text{ cm}^2/\text{m}^2$).

Da hier bei einem plattenartigen Bauteil eine rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ermittelt wird, ist nach DIN 1045-1, Abschnitt 13.2.3 (5) die Einhaltung des Mindestbewehrungsgrades zu untersuchen:

$$\min \rho_w = 1,0 \times 0,83 / 10 = 0,083 \%$$

$$\text{erf. } a_{sw} = 0,083 \times 100 \times 100 / 100 \times \sin 90 = 8,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Hier wird somit die Mindestquerkraftbewehrung maßgebend!

5.2.2.2.5 Vergleich mit der „alten“ DIN 1045 (1988)

Mittels erweiterter Excel-Tabelle wurden für ausgewählte Referenzschnitte am Querschnitt sowohl für die Belastungssituation im Damm- wie auch im Kanalbereich die Bemessung für sämtliche in Tabelle 5.2 aufgeführten Einwirkungskombinationen nach DIN 1045-1 (2001) und sämtliche in Tabelle 5.3 aufgeführten Last-

fallkombinationen nach DIN 1045 (1988) durchgeführt und die maximalen Bewehrungen ermittelt.

In Tabelle 5.4 sind die maximalen Bewehrungen sowohl für Biegung mit Längskraft als auch für Querkraft nach „alter“ DIN 1045 (1988) und „neuer“ DIN 1045-1 unter Verwendung der im jeweiligen Kontext geltenden Normen und Bestimmungen gegenübergestellt mit Angabe des prozentualen Verhältnisses von neu/alt. Zur Bezeichnung der Schnitte im Querschnitt s. Bild 5.4.

Bei der Biegebewehrung sind im Wesentlichen nur minimale Bewehrungsmengenreduzierungen, aber auch einige Bewehrungsmengenerhöhungen vorhanden. Auf die Bewehrungswahl selbst dürfte das somit nur geringfügig durchschlagen, sodass die Unterschiede auf dem Bewehrungsplan und somit in der Stahlmenge für die Biegebewehrung geringfügiger Natur sind. Die Ursache für geringere Bewehrungsmengen liegt in erster Linie in dem nur geringen Vorhandensein von veränderlichen Einwirkungen, wodurch sich die global ausgedrückte Sicherheit gegenüber der bisherigen

1. Biegung mit Normalkraft

	Decke bei Außenwand [cm ² /m]		Decke Mitte [cm ² /m]		Decke bei Innenwand [cm ² /m]		Außenwand oben [cm ² /m]	
	inn.	auß.	inn.	auß.	inn.	auß.	inn.	auß.
DIN 1045 alt								
max. Bewehrung Kanalbereich:	9,00	1,09	27,25	0,00	0,00	61,23	0,00	9,66
max. Bewehrung Dammbereich:	7,51	0,00	35,28	0,00	0,00	75,48	0,00	13,80
DIN 1045-1								
max. Bewehrung Kanalbereich:	10,11	1,98	24,80	0,00	0,00	56,36	0,00	8,83
max. Bewehrung Dammbereich:	11,02	1,26	33,00	0,00	0,00	71,12	0,00	13,95
neu/alt in %:								
max. Bewehrung Kanalbereich:	112	181	91			92		91
max. Bewehrung Dammbereich:	147	>1000	94			94		101

	Außenwand unten [cm ² /m]		Sohle bei Außenwand [cm ² /m]		Sohle Mitte [cm ² /m]		Sohle bei Innenwand [cm ² /m]	
	inn.	auß.	innen	außen	innen	außen	innen	außen
DIN 1045 alt								
max. Bewehrung Kanalbereich:	0,00	41,71	1,43	17,29	33,09	0,00	0,00	53,69
max. Bewehrung Dammbereich:	0,00	42,46	0,00	17,80	39,51	0,00	0,00	70,72
DIN 1045-1								
max. Bewehrung Kanalbereich:	0,00	35,38	5,33	15,38	31,87	0,00	0,00	51,07
max. Bewehrung Dammbereich:	0,00	43,34	4,10	15,71	38,37	0,00	0,00	68,23
neu/alt in %:								
max. Bewehrung Kanalbereich:		85	373	89	96			95
max. Bewehrung Dammbereich:		102	>1000	88	97			96

2. Querkraft

	Decke bei Außenwand [cm ² /m ²]	Decke bei Innenwand [cm ² /m ²]	Wand oben [cm ² /m ²]	Wand unten [cm ² /m ²]	Sohle bei Außenwand [cm ² /m ²]	Sohle bei Innenwand [cm ² /m ²]
DIN 1045 alt						
max. Bewehrung Kanalbereich:	4,16	8,82	0,00	7,82	6,15	9,19
max. Bewehrung Dammbereich:	6,14	14,49	5,11	9,11	8,05	14,98
DIN 1045-1						
max. Bewehrung Kanalbereich:	0,00	8,30	8,30	8,30	8,30	8,30
max. Bewehrung Dammbereich:	8,30	9,50	8,30	8,30	8,30	9,96
neu/alt in %:						
max. Bewehrung Kanalbereich:	0	94	>1000	106	135	90
max. Bewehrung Dammbereich:	135	66	162	91	103	66

Tabelle 5.4: Vergleich zw. DIN 1045 (1988) und DIN 1045-1, Biege- und Querkraftbemessung

DIN 1045 (1988) reduziert (z. B. für Stahl $\gamma_{\text{global}} \approx 1,15 \times 1,35 = 1,55$ ggü. $\gamma = 1,75$). Die ebenfalls festgestellten Bewehrungsmengenerhöhungen begründen sich durch den Ansatz des linearen Temperaturgefälles in der Wand, welches nach DIN 1045 (1988) nur mit dem globalen Sicherheitswert $\gamma = 1,0$ einging, während nach neuer DIN 1045-1 auf der Belastungsseite für Temperatur γ_Q ebenfalls zu 1,0 gesetzt wird, auf der Widerstandsseite γ_c (= 1,5 für Beton) und γ_s (= 1,15 für Betonstahl) bei der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation aber unverändert verbleiben.

Die Bewehrungsmenge zur Querkrafttragfähigkeit zeigt an den untersuchten Stellen nach DIN 1045-1 demgegenüber schon deutlichere Reduzierungen (im Schnitt um die 25 %). Allerdings wurden hierzu auch nur die Stellen mit den maximalen Bemessungsquerkräften untersucht. Im Bereich der Grenzzone, in der bei plattenartigen Bauteilen der Übergang vom querkraftunbewehrten zum querkraftbewehrten Querschnitt stattfindet, ergibt sich nach DIN 1045-1 gegenüber DIN 1045 (1988) eine deutlich höhere Querkraftbewehrungsmenge, zumal in DIN 1045-1 schon bei deutlich geringeren Querkraften eine Querkraftbewehrung erforderlich wird als in der bisherigen DIN 1045 (1988). Die 25 % Bewehrungsreduzierung gelten daher nur für den vorliegenden Fall und da auch nur für die maximal beanspruchten Stellen; in anderen Fällen mit allgemein recht geringer Beanspruchung ermittelt die bisherige DIN 1045 (1988) eine geringere Bewehrungsmenge, sodass eine pauschalierte Aussage zu Bewehrungsverminderung oder -erhöhung der „neuen“ gegenüber der „alten“ Norm nicht getroffen werden kann.

In den bisherigen Nachweisen wurden die Einwirkungen eines Porenwasserdruckes noch nicht berücksichtigt. Dieser wird nun im folgenden Abschnitt behandelt.

5.2.2.2.6 Spalt- und Porenwasserdruck

Der Spalt- und Porenwasserdruck wurde bisher gemäß den Regelungen in der DIN 19702 berücksichtigt. Eine normative Übertragung dieser Regelungen in das neue Normenkonzept hat noch nicht stattgefunden, wenngleich eine Überarbeitung der DIN 19702 beantragt ist. Die Berechnung erfolgt daher nach der ZTV-W LB 215 bzw. dem Einführungserlass zur ZTV-W LB 215 vom 22. Dez. 2004. Darin wird für die Berechnung der Zusatzbewehrung in Stahlbetonbauteilen die bisher in der

DIN 19702 enthaltene Gleichung entsprechend dem „neuen“ Normenwesen angepasst:

$$\Delta A_s = \alpha_w \times h_w [\text{m}] \times h [\text{cm}] \times b [\text{m}] \times 1,55 / f_{yk} [\text{N/mm}^2]$$

Für die beiden in Abschnitt 5.2.2.2.3 gewählten Schnitte ergibt sich folgendes Ergebnis:

Im Schnitt „Decke in Feldmitte“ wird aus Lastbeanspruchung auf der Außenseite keine Biegebewehrung erforderlich, da diese in sämtlichen Einwirkungskombinationen der Druckrand ist. Deshalb muss dort auch keine Zusatzbewehrung aus Spalt- und Porenwasserdruck eingelegt werden.

Dagegen befindet sich im Schnitt „Sohle im Bereich des Anschnittes zur Innenwand“ der Zugrand auf der durch Grundwasser belasteten Außenseite. Entgegen der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind nun die charakteristischen Schnittgrößen (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) zu verwenden.

Mit

$$M_{\text{Ek}} = 2499 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\text{Ek}} = 174 \text{ kN/m}$$

$$z_{s1} = d - h / 2 = 1,36 - 1,43 / 2 = 0,645 \text{ m}$$

$$M_{\text{Eks}} = 2499 + 0,645 \times 174 = 2611 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{M}{b \times d^2 \times 0,85 \times f_{ck}} = \frac{2,611}{1,0 \times 1,36^2 \times 0,85 \times 25} = 0,0664$$

$$d / h = 1,36 / 1,43 = 0,95$$

kann aus Bild 8 der DIN 19702 abgelesen werden:

$$\alpha_w = 0,465$$

Die hydrostatische Druckhöhe bei der maßgebenden Einwirkungskombination 1 (siehe Abschnitt 5.2.2.2.2) beträgt

$$h_w = (\text{Höhe des Grundwassers über betrachteten Schnitt bzw. Außenrand}) 2,10 \text{ m.}$$

Nun kann ΔA_s anhand der oben gegebenen Gleichung ermittelt werden:

$$\Delta A_s = 0,465 \times 2,10 \times 143 \times 1,0 \times 1,55 / 500 = 0,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querschnitt	Decke bei Außenwand	Decke Mitte	Decke bei Innenwand	Außenwand oben	Außenwand unten	Sohle bei Außenwand	Sohle Mitte	Sohle bei Innenwand
Kanal	0,93	0,00	0,84	0,83	1,42	2,50	1,14	2,43
Damm	0,92	0,00	0,80	0,79	1,36	2,48	0,00	2,30

Tabelle 5.5: Differenzbewehrung aus Spalt- und Porenwasserdruck für die Berechnung nach DIN 1045-1 (2001) in $[\text{cm}^2/\text{m}]$

Obwohl die Berechnung (Tabelle 5.5) mit der für den Biegenachweis maßgebenden Einwirkungskombination geführt wurde, ist die ermittelte Zusatzbewehrung nicht die maximale Zusatzbewehrung aller Einwirkungskombinationen. Auf Grund der wesentlich höheren hydrostatischen Druckhöhen werden dort die außergewöhnlichen Einwirkungskombinationen infolge Leckage der Kanaldichtung maßgebend. Die maximalen Zusatzbewehrungen der einzelnen Schnitte sind in Tabelle 5.6 dargestellt, während in Tabelle 5.7 zum Vergleich die maximalen Zusatzbewehrungen gemäß Ermittlung nach „alter“ Normengeneration aufgeführt sind.

Querschnitt	Decke bei Außenwand	Decke Mitte	Decke bei Innenwand	Außenwand oben	Außenwand unten	Sohle bei Außenwand	Sohle Mitte	Sohle bei Innenwand
Kanal	1,05	0,00	0,96	0,95	1,65	2,86	1,15	2,80
Damm	1,04	0,00	0,92	0,90	1,58	2,83	0,00	2,66

Tabelle 5.6: Differenzbewehrung aus Spalt- und Porenwasserdruck für die Berechnung nach DIN 1045 (1988) in $[cm^2/m]$

Querschnitt	Decke bei Außenwand	Decke Mitte	Decke bei Innenwand	Außenwand oben	Außenwand unten	Sohle bei Außenwand	Sohle Mitte	Sohle bei Innenwand
Kanal	2,22	0,00	56,36	8,83	36,80	17,88	1,14	51,50
Damm	1,72	0,00	71,12	13,95	44,70	18,19	0,00	68,65

Tabelle 5.7: Außenliegende Gesamtbewehrung bei Berechnung nach DIN 1045-1 in $[cm^2/m]$

Die Zusatzbewehrungsmengen der einzelnen Einwirkungskombinationen bzw. Lastfälle sind mit den zugehörigen Werten der Biegebemessung zu addieren, sodass für die Gesamtbewehrung eine Bewehrungswahl stattfinden kann, welche sowohl nach „neuer“ wie auch nach „alter“ Norm als Grundlage für den später zu führenden Nachweis der Beschränkung der Rissbreite dient.

Aus den Tabellen 5.6 und 5.7 kann man erkennen, dass für den Fall eines Durchlasses die Größe der Zusatzbewehrung gegenüber der Biegebewehrung recht gering ist, sodass im Fall der Berechnung nach „neuer“ DIN weiterhin die Einwirkungskombination 1 maßgebend bleibt.

Die auf der Bauwerksaußenseite liegende Gesamtbewehrungsmenge nach Berechnung der Differenzbewehrung aus Spalt- und Porenwasserdruck ist für die „neue“ Norm aus Tabelle 5.8 und für die „alte“ Norm aus Tabelle 5.9 zu entnehmen.

Der Wert 0,00 im Kanalquerschnitt an der Stelle Sohle Mitte bei Berechnung nach DIN 1045 (1988) ist trotz der Differenzbewehrung von 1,15 cm^2/m korrekt, da in der zugehörigen Lastfallkombination auf Grund eines kleinen Momentes und einer großen Normalkraft zwar ein relativ großes Bemessungsmoment M_s entsteht, bei der Biegebemessung aber eine „negative“ Bewehrung ermittelt wird.

5.2.3 Nachweis der Lagesicherheit

5.2.3.1 Allgemeines

Im Falle eines Durchlassbauwerks ist von den Nachweisen zur Lagesicherheit in der Regel nur der Nachweis der Auftriebssicherheit nach DIN 1054 erforderlich. Weitere Nachweise (z. B. Kippsicherheit, Gleitsicherheit) können darüber hinaus bei andersartigen Bauwerken erforderlich werden.

Die Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit (GZ 1a) lauten gemäß DIN 1054, Tabelle 2, dort aufgeteilt in Lastfall 1 (= ständige Bemessungssituation nach DIN 1055-100), Lastfall 2 (= vorübergehende Bemessungssituation nach DIN 1055-100) und Lastfall 3 (= außergewöhnliche Bemessungssituation nach DIN 1055-100) (siehe Tabelle 5.9):

5.2.3.2 Nachweis der Auftriebssicherheit

Der Nachweis wird in Kanalmitte für die außergewöhnliche Einwirkungskombination „Leckage der Kanaldichtung“ geführt, wobei eine Wasserfüllung des Stever-Durchlasses nicht berücksichtigt wird. Somit ergibt sich hiermit selbst bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte für die außergewöhnliche Einwirkungskombination (= Lastfall 3) gegenüber denen der ständigen und vorübergehenden Einwirkungskombinationen (= Lastfall 1 und 2) die außergewöhnliche Einwirkungskombination als die maßgebende Einwirkungskombination.

Bezogen auf einen 1,0 m breiten „Durchlassstreifen“:

1. Auflast (günstige ständige Einwirkungen):
aus Überdeckung (mit 50 cm Kolk):
 $24,0 \times 1,0 \times 0,55 \times 8,0 = 105,6 \text{ kN/m}$
aus seitlichem Füllbeton:
 $2 \times 1,1 \times 6,1 \times 13 = 174,5 \text{ kN/m}$
aus Eigengewicht:
 $24,0 \times 1,0 \times 88,44 = 2122,6 \text{ kN/m}$

Querschnitt	Decke bei Außenwand	Decke Mitte	Decke bei Innenwand	Außenwand oben	Außenwand unten	Sohle bei Außenwand	Sohle Mitte	Sohle bei Innenwand
Kanal	1,60	0,00	61,23	9,66	43,36	20,14	0,00	54,18
Damm	0,85	0,00	75,48	13,81	44,04	20,63	0,00	71,19

Tabelle 5.8: Außenliegende Gesamtbewehrung bei Berechnung nach DIN 1045 (1988) in [cm²/m]

Einwirkung		Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
ständige Einwirkung	ungünstig	1,00	1,00	1,00
	günstig	0,90	0,90	0,95
veränderliche Einwirkung	ungünstig	1,50	1,30	1,00
	günstig	-	-	-

Tabelle 5.9: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach DIN 1054, Tabelle 2

aus Zweitbeton:

$$21,2 \times 1,0 \times 2,30 = 48,8 \text{ kN/m}$$

aus Uferbeton:

$$2 \times 38,7 = 77,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Gesamt: } 2528,9 \text{ kN/m}$$

2. Auftrieb (ungünstige Einwirkung):

aus Sohlwasserdruck:

$$24,0 \times 1,0 \times 9,90 \times 10,0 = 2376,0 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$2376,0 \times 1,00 \leq 2528,9 \times 0,95 \text{ bzw. } 2376,0 \leq 2402,5$$

Die Auftriebssicherheit ist somit nachgewiesen.

5.2.3.3 Nachweis der Auftriebssicherheit nach „alter“ DIN 1054

In der bisherigen DIN 1054 wurde das Verhältnis von nach unten zu nach oben gerichteten Lasten betrachtet und mit den gemäß Lastfall 1, 2 oder 3 in DIN 1054 definierten Sicherheiten verglichen:

$$\eta = 2528,9 / 2376,0 = 1,064 \geq 1,05 \text{ (LF 3)}$$

Die Auftriebssicherheit lässt sich sowohl nach „neuer“ als auch nach „alter“ Norm mit ähnlichem Abstand zum geforderten Wert nachweisen, wobei die „neue“ Norm gegenüber der „alten“ Norm eine unbedeutend geringere Sicherheit zulässt (LF 1 und 2: $1 / 1,10 = 0,909 > 0,90$; LF 3: $1 / 1,05 = 0,952 > 0,95$).

5.3 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

5.3.1 Allgemeines

Die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit umfassen gewöhnlich solche zur Begrenzung der Betondruck-, Betonstahl- und Spannstahlspannungen, der Begrenzung der Rissbreiten bzw.

Nachweis der Dekompression und Nachweis der Verformungsbegrenzungen. Gemäß der ZTV-W LB 215 werden für nicht vorgespannte Wasserbauwerke nur die Nachweise zur Begrenzung der Rissbreite erforderlich.

5.3.2 Begrenzung der Rissbreiten

5.3.2.1 Allgemeines

Die Begrenzung der Rissbreiten wird hier nur unter Lastbeanspruchung nachgewiesen. In Bezug auf die Erfordernis einer rissbreitenbegrenzenden Bewehrung aus abfließender Hydratationswärme wird auf das Merkblatt „Rissbreitenbewehrung für frühen Zwang“ [BAW-MFZ; 2004] verwiesen.

5.3.2.2 Berechnung der Rissbreite

Gemäß der ZTV-W 215 ist die Begrenzung der Rissbreite durch die Berechnung der Rissbreite gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 11.2.4, nachzuweisen. Die Abschnitte 11.2.2 und 11.2.3 der DIN 1045-1 können hierzu nicht herangezogen werden, da die Ermittlung der darin angegebenen Werte (Tabellen 20 und 21) mit für den Hochbau üblichen Abmessungen durchgeführt wurde, welche auf den Wasserbau auf Grund andersartiger Abmessungen nicht ohne weiteres übertragbar sind.

Entsprechend der ZTV-W LB 215 ist die Begrenzung der Rissbreite auf $w_k = 0,25 \text{ mm}$ für die quasi-ständigen Einwirkungskombinationen zu führen, wobei der Kombinationsbeiwert $\psi_{2,i}$ in der Regel zu 0,0 anzunehmen ist, allerdings Zwang aus saisonalen Temperaturunterschieden „angemessen“ zu berücksichtigen ist. In vorliegendem Beispiel gelten in Tabelle 5.2 als quasi-ständige Einwirkungskombinationen 1 bis 8 und 45 bis 52. Durch $\psi_{2,i} = 0,0$ entfallen sämtliche veränderlichen Lastfälle mit Ausnahme der Temperatur (s. o.), weshalb sich diese Einwirkungskombinationen zu sechs verschiedenen Grundkombinationen zusammenfügen lassen: A aus 1 und 3, B aus 2 und 4, C aus 5 bis 8, D aus 45 und 47, E aus 46 und 48 und F aus 49 bis 52 (d.h. ohne die veränderlichen Bestandteile sind jeweils zwei oder vier Einwirkungskombinationen identisch):

- A: Eigengewicht Beton, Ausbau, Wasserauflast Kanal samt horiz. Erddruckanteil, Wasserfüllung Stever links und rechts, minimaler Grundwasserstand, $\frac{1}{2}$ aktiver und voller vertikaler Erddruck Kanalbereich, außen 15 K kälter als innen
- B: Eigengewicht Beton, Ausbau, Wasserauflast Kanal samt horiz. Erddruckanteil, Wasserfüllung Stever links und rechts, minimaler Grundwasserstand, $\frac{1}{2}$ aktiver und voller vertikaler Erddruck Kanalbereich, innen 15 K kälter als außen
- C: Eigengewicht Beton, Ausbau, Wasserauflast Kanal samt horiz. Erddruckanteil, Differenz bei Wasserauflast bei Erdruchdruck, Wasserfüllung Stever links und rechts, Erdruchdruck Kanal, maximales Grundwasser, vertikaler Erddruck, außen 15 K kälter als innen
- D: Eigengewicht Beton, Ausbau, Wasserfüllung Stever links und rechts, minimaler Grundwasserstand, $\frac{1}{2}$ aktiver und voller vertikaler Erddruck Dammbereich, außen 15 K kälter als innen
- E: Eigengewicht Beton, Ausbau, Wasserfüllung Stever links und rechts, minimaler Grundwasserstand, $\frac{1}{2}$ aktiver und voller vertikaler Erddruck Dammbereich, innen 15 K kälter als außen
- F: Eigengewicht Beton, Ausbau, Wasserfüllung Stever links und rechts, Erdruchdruck Dammbereich, maximales Grundwasser, vertikaler Erddruck Dammbereich, außen 15 K kälter als innen

Exemplarisch soll für den Kanalbereich in der jeweils maßgebenden Grundkombination der Nachweis wieder an den beiden Schnitten

- Decke in Feldmitte
- Sohle im Bereich des Anschnittes zur Innenwand

geführt werden.

5.3.2.2.1 Nachweis für Decke in Feldmitte

Die Schnittkräfte M_{Ed} und N_{Ed} für den Nachweis der Rissbreite werden entsprechend der oben genannten Bedingungen (maßgebend ist die Grundkombination B) gemäß der Aufstellung der Einwirkungskombinationen 2 und 4 der Tabelle 5.2 (ohne Teilsicherheitsbeiwerte!) ermittelt:

$$M_{Ed} = 257,0 - 2,6 + 382,4 + 3,2 + 6,6 - 0,8 + 121,6 + 0,5 \times 461,4 = 998,1 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed} = 83,4 + 5,2 - 86,8 + 4,1 - 2,2 + 6,7 - 47,2 - 0,5 \times 35,0 = -54,3 \text{ kN/m}$$

1. Berechnung des effektiven Bewehrungsgrades

Um die Rissbreite berechnen zu können muss entsprechend den Ergebnissen aus dem Grenzzustand der Tragfähigkeit eine Bewehrungswahl getroffen werden in Bezug auf Bewehrungsmenge (vorhanden a_s) und Stabdurchmesser d_s . Hier werden gemäß der Berech-

nung der erforderlichen Bewehrung aus Biegung und Risswasserdruck

$$\varnothing 20 / 12 \text{ mit } a_s = 26,18 \text{ cm}^2/\text{m} (\geq 24,80 \text{ cm}^2/\text{m})$$

gewählt. Weiterhin ist der Wirkungsbereich der Bewehrung entsprechend Bild 5.7 zu ermitteln, wobei für überwiegend auf Biegung beanspruchte plattenartige Bauteile pro lfd. m Breite gilt:

$$A_{c,eff} = 2,5 \times d_s \times b \leq (h - x) / 2 \times b$$

Hierbei ist x die Höhe der Druckzone im Zustand I (s. hierzu Bild 5.6), welche nachfolgend ermittelt wird:

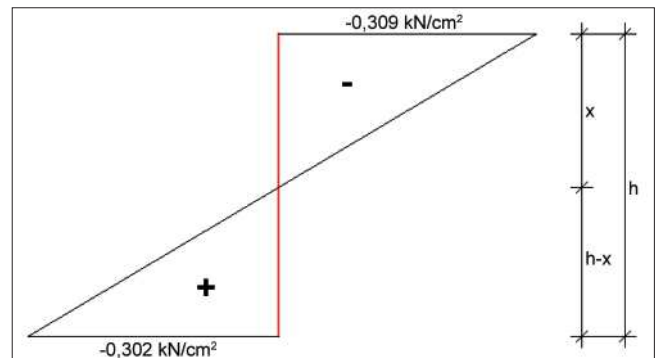


Bild 5.6: Spannungen im Zustand I

$$\sigma = N/A \pm M/W$$

$$\sigma_o = -54,3 / (100 \times 140) - 99810 \times 6 / (100 \times 140^2) = -0,309 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_u = -54,3 / (100 \times 140) + 99810 \times 6 / (100 \times 140^2) = 0,302 \text{ kN/cm}^2$$

$$x = \sigma_o \times h / (\sigma_o - \sigma_u) = -0,309 \times 140 / (-0,309 - 0,302) = 70,8 \text{ cm}$$

Für $A_{c,eff}$ ergibt sich somit:

$$A_{c,eff} = 2,5 \times 7 \times 100 = 1750 \text{ cm}^2 \leq (140 - 70,8) / 2 \times 100 = 3460 \text{ cm}^2 \text{ erfüllt.}$$

Soweit nur schlaffe Bewehrung (A_s) vorhanden ist berechnet sich der effektive Bewehrungsgrad ρ_{eff} :

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 26,18 / 1750 = 0,01496$$

2. Berechnung des maximalen Rissabstandes bei abgeschlossenem Rissbild

Hierbei muss zunächst die Betonstahlspannung im Riss (= im Zustand II) ermittelt werden, wobei zur Ermittlung des inneren Hebelarmes z wieder die k_{dc} -Tabellen von [Heydel, Krings, Herrmann; 2003] herangezogen werden:

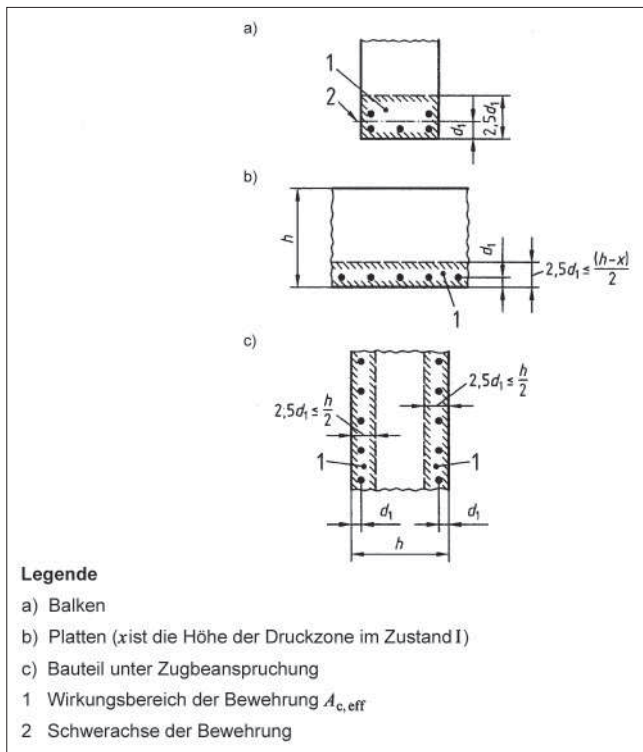


Bild 5.7: Wirkungskbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung, aus DIN 1045-1, Bild 53

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \times z_{s1} = 998,1 - (-54,3) \times 0,63 = 1032 \text{ kNm/m}$$

$$k_{dc} = \frac{133}{\sqrt{\frac{1032}{1,0}}} \times \sqrt{14,17} = 15,6$$

(s. Abschnitt 2.2.2.3.1)

$$k_z = 0,97 \text{ (aus den } k_{dc} \text{-Tafeln [Heydel, Krings, Herrmann; 2003])}$$

$$z = k_z \times d = 0,97 \times 133 = 129 \text{ cm}$$

Daraus kann für Biegung und Normalkraft die Stahlspannung errechnet werden:

$$\sigma_s = (M_{Eds} / z + N_{Ed}) / A_s = (1032 / 1,29 - 54,3) / 26,18 = 8,5 \text{ kN/cm}^2 = 285 \text{ N/mm}^2$$

Der maximale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild berechnet sich dann mit

$$s_{r,max} = d_s / (3,6 \times \text{eff } \rho) \leq (\sigma_s \times d_s) / (3,6 \times f_{ct,eff}).$$

Für $f_{ct,eff}$ ist dabei der Mittelwert der Zugfestigkeit f_{ctm} in Abhängigkeit vom jeweiligen Betonalter einzusetzen. Bei einem Betonalter älter als 28 Tagen (davon kann in der Regel für die Untersuchung unter Lastbeanspruchung ausgegangen werden) beträgt er mindestens $3,0 \text{ N/mm}^2$ für Normalbeton. Dieser Mindestwert ist für die unteren Betonfestigkeitsklassen bis einschließlich C30/37 maßgebend.

$$s_{r,max} = 20 / (3,6 \times 0,01496) = 371 \text{ mm} \leq (285 \times 20) / (3,6 \times 3,0) = 528 \text{ mm erfüllt}$$

$$s_{r,max} = 371 \text{ mm}$$

3. Berechnung der Differenz der mittleren Dehnungen von Beton und Betonstahl

Der Elastizitätsmodul für Betonstahl beträgt gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 9.2.4 (4):

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Als Elastizitätsmodul für die Betonfestigkeitsklasse C25/30 wird in Tabelle 9 der DIN 1045-1 aufgeführt:

$$E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$$

Mit α_e wird das Verhältnis der beiden E-Moduli ausgedrückt:

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200000 / 30500 = 6,56$$

Die Differenz der mittleren Dehnungen von Beton und Betonstahl errechnet sich:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \frac{f_{ct}}{\text{eff } \rho} \times (1 + \alpha_e \times \text{eff } \rho)}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{285 - 0,4 \frac{3,0}{0,01496} \times (1 + 6,56 \times 0,01496)}{200000} = 0,00098$$

$$\geq 0,6 \times 285 / 200000 = 0,00086$$

Die Forderung ist erfüllt!

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00098$$

4. Berechnung des Rechenwertes der Rissbreite

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 371 \times 0,00098 = 0,364 \text{ mm}$$

Dieser Wert ist größer als der für massive Wasserbauwerke maximal zulässige Wert von zul. $w_k = 0,25 \text{ mm}$. Daher muss die Bewehrungsmenge erhöht werden, wobei zu beachten ist, dass kleinere Stabdurchmesser in Bezug auf die Rissbreite wiederum vorteilhafter sind, weshalb versucht werden soll, eine höhere Bewehrungsmenge durch Reduzierung des Stababstandes zu erhalten. Gewählt wird nun als Bewehrung $\varnothing 20 / 9$ mit $A_s = 34,91 \text{ cm}^2/\text{m}$, mit welcher die Berechnung der Rissbreite wieder mit Punkt 1 beginnt. Die hier nun nicht dokumentierte Berechnung liefert als Wert für die Rissbreite

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 278 \times 0,00073 = 0,203 \text{ mm}$$

5.3.2.2.2 Nachweis für Sohle im Bereich des Anschnittes zur Innenwand

Die Schnittkräfte M_{Ed} und N_{Ed} für den Nachweis der Rissbreite werden entsprechend der oben genannten Bedingungen gemäß der Aufstellung der Einwirkungskombinationen 1 bis 4 der Tabelle 5.2 (ohne Teilsicherheitsbeiwerte!) ermittelt:

$$M_{Ed} = 476,2 - 24,4 + 738,5 + 63,9 - 45,5 - 5,3 + 234,4 + 0,5 \times 1060,9 = 1968,3 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed} = -83,4 - 5,2 - 42,8 + 4,1 + 89,9 - 28,9 - 72,5 - 0,5 \times 35,0 = -156,3 \text{ kN/m}$$

1. Berechnung des effektiven Bewehrungsgrades

Gemäß der Berechnung der erforderlichen Bewehrung aus Biegung und Risswasserdruck wird folgende Bewehrung gewählt:

$$\varnothing 28 / 10 \text{ mit } a_s = 61,58 \text{ cm}^2/\text{m} (\approx 51,50 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Mit

$$\sigma = N/A \pm M/W$$

$$\sigma_o = -156,3 / (100 \times 143) - 196830 \times 6 / (100 \times 143^2) = -0,588 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_u = -156,3 / (100 \times 143) + 196830 / (100 \times 143^2) = 0,567 \text{ kN/cm}^2$$

$$x = \sigma_o \times h / (\sigma_o - \sigma_u) = -0,588 \times 143 \times 6 / (-0,588 - 0,567) = 72,8 \text{ cm (siehe Bild 5.8)}$$

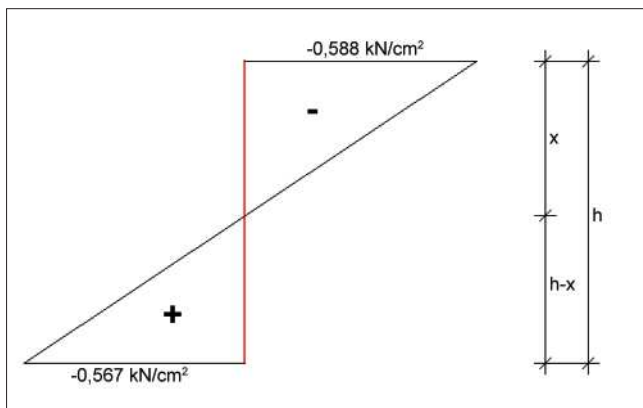


Bild 5.8: Spannungen im Zustand I

ergibt sich für $A_{c,eff}$:

$$A_{c,eff} = 2,5 \times 7 \times 100 = 1750 \text{ cm}^2 \leq (143 - 72,8) / 2 \times 100 = 3510 \text{ cm}^2 \text{ erfüllt}$$

Soweit nur schlaffe Bewehrung (A_s) vorhanden ist berechnet sich der effektive Bewehrungsgrad $\text{eff } \rho$:

$$\text{eff } \rho = A_s / A_{c,eff} = 61,58 / 1750 = 0,03519$$

2. Berechnung des maximalen Rissabstandes bei abgeschlossenem Rissbild

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \times z_{s1} = 1968,3 - (-156,3) \times 0,645 = 2069 \text{ kNm/m}$$

$$k_{dc} = \frac{136}{\sqrt{\frac{2069}{1,0}}} \times \sqrt{14,17} = 11,25$$

(s. Abschnitt 2.2.2.3.1)

$$k_z = 0,96 \text{ (aus den } k_{dc} \text{-Tafeln [Heydel, Krings, Herrmann; 2003])}$$

$$z = k_z \times d = 0,96 \times 136 = 131 \text{ cm}$$

Daraus kann für Biegung und Normalkraft die Stahlspannung errechnet werden:

$$\sigma_s = (M_{Eds} / z + N_{Ed}) / a_s = (2069 / 1,31 - 156,3) / 61,58 = 23,1 \text{ kN/cm}^2 = 231 \text{ N/mm}^2$$

Der maximale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild berechnet sich dann mit

$$s_{r,max} = d_s / (3,6 \times \text{eff } \rho) \leq (\sigma_s \times d_s) / (3,6 \times f_{ct,eff})$$

$$s_{r,max} = 28 / (3,6 \times 0,03519) = 221 \text{ mm} \leq (231 \times 28) / (3,6 \times 3,0) = 599 \text{ mm erfüllt}$$

$$s_{r,max} = 221 \text{ mm}$$

3. Berechnung der Differenz der mittleren Dehnungen von Beton und Betonstahl

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200000 / 30500 = 6,56$$

Die Differenz der mittleren Dehnungen von Beton und Betonstahl errechnet sich:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \frac{f_{ct}}{\text{eff } \rho} \times (1 + \alpha_e \times \text{eff } \rho)}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{231 - 0,4 \frac{3,0}{0,03519} \times (1 + 6,56 \times 0,03519)}{200000} = 0,0095$$

$$\geq 0,6 \times 231 / 200000 = 0,00069$$

Die Forderung ist erfüllt!

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00095$$

4. Berechnung des Rechenwertes der Rissbreite

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 221 \times 0,00095 = 0,210 \text{ mm} \leq 0,250 \text{ mm, somit erfüllt}$$

5.3.2.2.3 Ergebnisse in den restlichen Schnitten

Die Ergebnisse der Berechnung für den Stever-Durchlass sind in Tabelle 5.10 aufgeführt:

Die aus der Berechnung zum Grenzzustand der Tragfähigkeit zunächst gewählte Bewehrung war an einigen Stellen für die zu erwartende Rissbreite aus Last in der quasi-ständige Einwirkungskombination noch nicht ausreichend, so dass zum Teil die Bewehrungsmengen gegenüber der Wahl nach der Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erhöht werden mussten.

1045-1 (2001) in den 8 Schnitten der Tabelle 11 bei 4 Schnitten eine Bewehrungsmengenerhöhung von bis zu 33 % erforderlich wurde.

Im direkten Vergleich ist auffallend, dass auch hier eine pauschale Aussage nicht möglich ist. Bewehrungsverminderungen gegenüber der „alten“ Norm basieren hauptsächlich auf den unterschiedlichen Eingangswerten für die vorhandene Bewehrungsmenge aus der Tragfähigkeitsbemessung.

5.3.2.3 Vergleich mit der „alten“ DIN 1045 (1988)

Der Vergleich zwischen „alter“ und „neuer“ Norm in Bezug auf die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit werden hier am Beispiel der Rissbreitenbeschränkung unter Last auf 0,25 mm geführt. Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung bzw. Kontrolle der gewählten Bewehrung hinsichtlich der zulässigen Stahlspannung nach „alter“ Norm erfolgt unter Anwendung von Günter Meyer „Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045“ (1988) [Meyer, G.; 1994], wobei hiernach die Rissbreitenbewehrung auf Grund der Ungenauigkeiten des grafischen Ablesens nicht in jedem Fall so gut minimiert werden kann wie bei der rechnerischen Ermittlung in Abschnitt 5.3.2.2. Die Wahl der Bewehrung als Eingangswert wird entsprechend den Ergebnissen der Querschnittsbemessung aus Biegung und Längskraft für den „häufig wirkenden Lastanteil“ gemäß DIN 1045 (1988), Abschnitt 17.6.3 (2), getroffen. Die für den Fall eines Durchlasses in der „alten“ Norm unpräzise Formulierung „häufig wirkender Lastanteil“ wird als Verwendung der dem Lastfall 1 der DIN 19702 zugeordneten Lastfallkombinationen interpretiert. Hierbei sind ebenfalls die Temperaturlastfälle berücksichtigt, da in Abschnitt 17.6.3 (2) der DIN 1045 (1988) als Mindestgröße für den häufig wirkenden Lastanteil die ständigen Lasten einschließlich Zwang gefordert werden, wobei als Zwang in Abschnitt 15.1.3 auch Temperaturänderungen verstanden werden.

In Tabelle 5.11 werden die nach Überprüfung der zu erwartenden Rissbreiten erforderlichen Bewehrungen gegenübergestellt.

Da hier die durch die Stahlbetonbemessung bzw. Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelte Bewehrung als Eingangswert einging, kann ein direkter Vergleich hinsichtlich der erforderlichen Bewehrungsmengen rein aus der Rissbreitenbegrenzung unter Last nicht durchgeführt werden. Jedoch kann aus der Berechnung bzw. der grafischen Spannungskontrolle nach [Meyer, G.; 1994] festgestellt werden, dass in vorliegendem Fall nach der DIN 1045 (1988) ein (geringer) Teil dieser gewählten Bewehrungen in ihrer Menge etwas erhöht werden musste, während bei DIN

LFK	Bauteil	Stelle	M [kNm/m]	N [kN/m]	Bauteil- dicke h [cm]	statische Höhe d [cm]	σ_{max} [kN/cm ²]	σ_{min} [kN/cm ²]	d_s^* [mm ²]	vorh. A_s [cm ² /m]	M* [kNm/m]	k _{do}	k _z	σ_s [N/mm ²]	x [cm]	A _{c, eff} [cm ²]	eff p	S _{r, max} [cm]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	W _k [mm]
A	Decke	bei Außenw.	165,0	-19,3	140,0	133,0	0,0	-0,1	14,0	10,3	177,2	37,6	1,0	113,7	71,9	1750,0	0,0059	14,7	0,0003	0,0502
		Mitte	536,7	-19,3	140,0	133,0	0,2	-0,2	20,0	26,2	548,9	21,4	1,0	155,1	70,6	1750,0	0,0150	28,7	0,0005	0,1337
		bei Mittelw.	-2086,5	-19,3	140,0	133,0	0,6	-0,6	25,0	61,4	2098,6	10,9	1,0	267,5	70,2	1750,0	0,0351	19,8	0,0011	0,2223
	Außenwand	oben	-254,1	-492,3	100,0	93,0	0,1	-0,2	14,0	10,3	465,8	16,2	1,0	23,4	66,1	1692,7	0,0061	3,0	0,0001	0,0021
		unten	-765,1	-696,6	100,0	93,0	0,4	-0,5	20,0	39,3	1064,6	10,7	1,0	129,5	57,6	1750,0	0,0224	24,0	0,0004	0,0931
	Sohle	bei Außenw.	464,3	-156,3	143,0	136,0	0,1	-0,1	16,0	18,3	565,1	21,5	1,0	148,8	77,2	1750,0	0,0104	22,0	0,0004	0,0984
		Mitte	-473,9	-156,3	143,0	136,0	0,1	-0,1	25,0	32,7	574,7	21,4	1,0	85,4	77,1	1750,0	0,0187	19,8	0,0003	0,0506
		bei Mittelw.	-1968,3	-156,3	143,0	136,0	0,6	-0,6	28,0	61,6	2069,1	11,3	1,0	234,7	72,9	1750,0	0,0352	22,1	0,0010	0,2130
B	Decke	bei Außenw.	414,2	-54,3	140,0	133,0	0,1	-0,1	14,0	11,8	448,4	23,6	1,0	244,7	72,1	1750,0	0,0068	31,7	0,0007	0,2329
		Mitte	998,1	-54,3	140,0	133,0	0,3	-0,3	20,0	34,9	1032,3	15,6	1,0	213,7	70,9	1750,0	0,0199	27,8	0,0007	0,2028
		bei Mittelw.	-1306,8	-54,3	140,0	133,0	0,4	-0,4	25,0	61,4	1341,0	13,7	1,0	160,5	70,7	1750,0	0,0351	19,8	0,0006	0,1173
	Außenwand	oben	-42,5	-546,7	100,0	93,0	0,0	-0,1	14,0	10,3	277,6	21,0	1,0	-233,0	100,0	überdrückt	überdrückt	#WERT!	#WERT!	0,0000
		unten	-308,2	-750,2	100,0	93,0	0,1	-0,3	20,0	39,3	630,8	13,9	1,0	-13,0	70,3	1485,7	0,0264	-2,4	0,0000	0,0009
	Sohle	bei Außenw.	-44,2	-121,3	143,0	136,0	0,0	0,0	16,0	18,3	122,5	46,3	1,0	-16,1	118,2	1238,8	0,0148	-2,4	0,0000	0,0011
		Mitte	-1258,0	-121,3	143,0	136,0	0,4	-0,4	25,0	40,9	1336,2	14,0	1,0	217,9	73,1	1750,0	0,0234	29,7	0,0008	0,2358
		bei Mittelw.	907,4	-121,3	143,0	136,0	0,3	-0,3	28,0	51,3	985,6	16,3	1,0	122,0	73,8	1750,0	0,0293	26,5	0,0004	0,0971
C	Decke	bei Außenw.	-61,0	-204,3	140,0	133,0	0,0	0,0	14,0	10,3	189,7	36,4	1,0	-57,3	124,7	762,6	0,0135	-7,4	-0,0002	0,0128
		Mitte	453,3	-204,7	140,0	133,0	0,1	-0,2	20,0	26,2	582,3	20,7	1,0	94,2	77,4	1750,0	0,0150	17,4	0,0003	0,0493
		bei Mittelw.	-1947,7	-204,3	140,0	133,0	0,6	-0,6	25,0	61,4	2076,4	11,0	1,0	234,5	71,7	1750,0	0,0351	19,8	0,0010	0,1906
	Außenwand	oben	-410,8	-532,2	100,0	93,0	0,2	-0,3	14,0	10,3	639,6	13,8	1,0	172,4	60,8	1750,0	0,0059	22,3	0,0005	0,1156
		unten	-896,5	-732,7	100,0	93,0	0,5	-0,6	20,0	39,3	1211,5	10,1	1,0	162,6	56,8	1750,0	0,0224	24,8	0,0005	0,1254
	Sohle	bei Außenw.	770,5	-523,4	143,0	136,0	0,2	-0,3	16,0	18,3	1108,1	15,4	1,0	173,2	83,1	1750,0	0,0104	25,7	0,0005	0,1333
		Mitte	-419,3	-523,4	143,0	136,0	0,1	-0,2	25,0	32,7	756,8	18,6	1,0	15,4	92,8	1750,0	0,0187	3,6	0,0000	0,0016
		bei Mittelw.	1831,8	-523,4	143,0	136,0	0,5	-0,6	28,0	51,3	2169,3	11,0	1,0	225,2	76,4	1750,0	0,0293	26,5	0,0009	0,2340
D	Decke	bei Außenw.	215,2	-35,7	140,0	133,0	0,1	-0,1	14,0	11,8	237,7	32,5	1,0	123,9	72,7	1750,0	0,0068	16,1	0,0004	0,0597
		Mitte	882,8	-35,7	140,0	133,0	0,3	-0,3	20,0	34,9	905,3	16,6	1,0	190,8	70,7	1750,0	0,0199	27,8	0,0006	0,1709
		bei Mittelw.	-2647,3	-35,7	140,0	133,0	0,8	-0,8	28,0	77,0	2669,7	9,7	0,9	278,8	70,2	1750,0	0,0440	17,7	0,0012	0,2155
	Außenwand	oben	-407,0	-737,1	100,0	93,0	0,2	-0,3	14,0	14,0	723,9	13,0	1,0	46,7	65,1	1745,4	0,0080	6,1	0,0001	0,0085
		unten	-796,9	-940,8	100,0	93,0	0,4	-0,6	25,0	44,6	1201,4	10,1	1,0	93,9	59,8	1750,0	0,0255	21,7	0,0003	0,0612
	Sohle	bei Außenw.	411,8	-130,8	143,0	136,0	0,1	-0,1	16,0	20,1	496,1	23,0	1,0	120,1	76,9	1750,0	0,0115	17,8	0,0004	0,0641
		Mitte	-740,8	-130,8	143,0	136,0	0,2	-0,2	25,0	40,9	825,1	17,8	1,0	120,9	74,5	1750,0	0,0234	28,0	0,0004	0,1015
		bei Mittelw.	2616,1	-130,8	143,0	136,0	0,8	-0,8	28,0	77,0	2700,4	9,9	0,9	263,4	72,4	1750,0	0,0440	17,7	0,0011	0,2018
E	Decke	bei Außenw.	464,4	-70,7	140,0	133,0	0,1	-0,1	14,0	12,8	508,9	22,2	1,0	252,4	72,5	1750,0	0,0073	32,7	0,0008	0,2477
		Mitte	1344,2	-70,7	140,0	133,0	0,4	-0,4	20,0	39,3	1388,7	13,4	1,0	256,1	70,9	1750,0	0,0224	24,8	0,0010	0,2411
		bei Mittelw.	-1867,6	-70,7	140,0	133,0	0,6	-0,6	28,0	77,0	1912,1	11,4	1,0	187,4	70,6	1750,0	0,0440	17,7	0,0008	0,1346
	Außenwand	oben	-195,4	-791,5	100,0	93,0	0,0	-0,2	14,0	14,0	535,7	15,1	1,0	-141,3	83,8	812,1	0,0172	-18,3	-0,0004	0,0776
		unten	-340,0	-994,4	100,0	93,0	0,1	-0,3	25,0	44,6	767,5	12,6	1,0	-28,2	74,4	1281,2	0,0348	-6,5	-0,0001	0,0055
	Sohle	bei Außenw.	-96,7	-95,8	143,0	136,0	0,0	0,0	16,0	20,1	158,5	40,7	1,0	11,5	88,4	1750,0	0,0115	1,7	0,0000	0,0006
		Mitte	-1524,9	-95,8	143,0	136,0	0,4	-0,5	25,0	49,1	1586,6	12,9	1,0	230,6	72,6	1750,0	0,0281	24,8	0,0009	0,2228
		bei Mittelw.	1555,2	-95,8	143,0	136,0	0,4	-0,5	28,0	68,4	1616,9	12,7	1,0	168,9	72,5	1750,0	0,0391	19,9	0,0007	0,1297
F	Decke	bei Außenw.	-133,5	-329,3	140,0	133,0	0,0	-0,1	14,0	11,8	341,0	27,1	1,0	-57,2	110,3	1485,6	0,0080	-7,4	-0,0002	0,0127
		Mitte	757,4	-329,3	140,0	133,0	0,2	-0,3	20,0	34,9	964,9	16,1	1,0	119,9	77,1	1750,0	0,0199	22,2	0,0004	0,0799
		bei Mittelw.	-2434,5	-329,3	140,0	133,0	0,7	-0,8	28,0	77,0	2641,9	9,7	0,9	237,7	72,2	1750,0	0,0440	17,7	0,0010	0,1791
	Außenwand	oben	-632,0	-791,4	100,0	93,0	0,3	-0,5	14,0	14,0	972,3	11,2	1,0	220,9	60,4	1750,0	0,0080	28,6	0,0007	0,1898
		unten	-985,7	-989,7	100,0	93,0	0,5	-0,7	25,0	44,6	1411,2	9,3	0,9	147,8	58,4	1750,0	0,0255	27,2	0,0005	0,1265
	Sohle	bei Außenw.	838,3	-612,6	143,0	136,0	0,2	-0,3	16,0	20,1	1233,4	14,6	1,0	160,3	84,0	1750,0	0,0115	23,7	0,0005	0,1142
		Mitte	-654,4	-612,6	143,0	136,0	0,1	-0,2	25,0	40,9	1049,5	15,8	1,0	44,7	87,5	1750,0	0,0234	10,4	0,0001	0,0139
		bei Mittelw.	2408,7	-612,6	143,0	136,0	0,7	-0,7	28,0	68,4	2803,8	9,7	0,9	238,0	75,8	1750,0	0,0391	19,9	0,0010	0,1984

Tabelle 5.10: Ermittlung der Rissbreitenbewehrung unter Last nach DIN 1045-1

1. Bereich: Kanalmitte

Bauteil	Stelle	gezogene Faser	DIN 1045 (1988)	DIN 1045-1	Vergleich neu/alt in %
Decke	außen	innen	10,26	11,84	115,4
	Mitte	innen	28,56	34,91	122,2
	innen	außen	61,36	61,36	100
Außenwand	oben	außen	10,26	10,26	100
	unten	außen	44,62	39,27	88,0
Sohle	außen	außen	20,11	18,28	90,9
	Mitte	innen	34,91	40,91	117,2
	innen	außen	57,12	61,58	107,8

2. Bereich: Damm

Bauteil	Stelle	gezogene Faser	DIN 1045 (1988)	DIN 1045-1	Vergleich neu/alt in %
Decke	außen	innen	7,85	12,83	163,4
	Mitte	innen	39,27	39,27	100
	innen	außen	76,97	76,97	100
Außenwand	oben	außen	15,39	13,99	90,9
	unten	außen	44,62	44,62	100
Sohle	außen	außen	22,34	20,11	90,0
	Mitte	innen	44,62	49,09	110,0
	innen	außen	76,97	76,97	100

Tabelle 5.11: Vergleich der erforderlichen Rissbreitenbewehrung aus Last nach DIN 1045 (1988) und DIN 1045-1

5.4 Nachbemerkungen

Die Werte der Tabelle 5.11 geben die gewählten Biege-Bewehrungen (= Eingangswert) an den untersuchten Stellen unter Berücksichtigung der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bemessung im Bruchzustand nach „alter“ Norm) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Beschränkung der Rissbreite nach „alter“ Norm) an. Die Bewehrungsdurchmesser und Stababstände sind unter dem Aspekt „so wenig wie möglich“ gewählt; eine konstruktiv-logische Abstimmung der Bewehrungen an den einzelnen Stellen aufeinander hat ebenso wenig stattgefunden wie eine aus weiteren konstruktiven Gegebenheiten erforderliche Änderung der Bewehrungswahl (z. B. Vermeidung eines weiteren Stoßes, konstruktive Probleme bei Endverankerungen, usw.), da dies den Umfang dieser Untersuchung nochmals deutlich erhöhen würde. Diese weiteren Überlegungen führen in der Regel nochmals zu einer beschränkten Erhöhung der Bewehrungsmenge, sodass die nun in den Tabellen 5.11 für die Biegebewehrung (nach Bewehrungswahl) und 4 für die Querkraftbewehrung (nach Bemessung ohne Be-

wehrungswahl) angegebenen Werte nicht als „Absolutwerte“ angesehen werden dürfen, zumal die Rissbreitenbewehrung aus abfließender Hydratationswärme ebenfalls unberücksichtigt bleibt.

6 Bemessungsbeispiel Wehranlage Raffelberg

6.1 Vorbemerkung

Ziel der vorliegenden Nachweise ist die Bemessung charakteristischer Bauteile einer Wehranlage nach neuer Normengeneration sowie der Vergleich des Sicherheitsniveaus bzw. der erforderlichen Bewehrungsgehalte nach „alter“ und „neuer“ Normung. Die Nachweise werden hierbei exemplarisch für die voraussichtlich im Jahre 2006 in Betrieb gehende Wehranlage Raffelberg/Ruhr durchgeführt. Grundlage der Nachweise sind u. a. statische Berechnungen der Firma Holzmann AG [Philipp Holzmann AG; 1999]. Bei der Berechnung von Wehranlagen nach neuen Normen ist vor allem die Einführung der Normen [DIN 1055-100; 2001], [DIN 1045-1; 2001] sowie [DIN 1054; 2005] von Bedeutung. Die wichtigste Neuerung dieser Normen besteht in der Einführung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite.

Die im Folgenden beschriebenen Bauteile werden in einem ersten Berechnungslauf entsprechend den Überlagerungsregeln des Konzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten gemäß [DIN 1045-1; 2001], [DIN 1054; 2005] und [DIN 1055-100; 2001] berechnet. In einem zweiten Berechnungslauf werden dieselben Systeme mit denselben Lastfällen anhand des „alten“ Normstandes berechnet. Dies sind im Wesentlichen [DIN 1045; 1988], [DIN 19702; 1992], [DIN 1054; 1976], [DIN 4084; 1981] und [DIN 4085; 1987].

In einem dritten Schritt werden die rechnerisch ermittelten Bewehrungen bzw. die Sicherheitsbeiwerte des jeweiligen Nachweiskonzeptes gegenübergestellt und die Abweichungen in der Auslegung der Bewehrung verdeutlicht.

Auf den Nachweis des Spalt- und Porenwasserdruckes gemäß [DIN 19702; 1992] wird bei der Dimensionierung der Bewehrung verzichtet, da der zu ermittelnde Bewehrungszuwachs für den Vergleich [DIN 1045; 1988] und [DIN 1045-1; 2001] von untergeordneter Bedeutung ist. Für die Nachweise der Lagesicherheit für die Ufermauer wird der Spalt- und Porenwasserdruck berücksichtigt.

6.2 Bauwerk

Bei der Wehranlage Raffelberg/Ruhr handelt es sich um eine vierfeldrige Wehranlage. Die lichte Weite der einzelnen Wehrfelder beträgt jeweils 18,00 m. Bedingt durch die vier Wehrfelder ergeben sich drei baugleiche Flusspfeiler sowie zwei Landpfeiler. Die Abmessungen der Flusspfeiler und des nördlichen Landpfeilers betragen jeweils ca. 21,0 x 4,50 m. Der südliche Landpfeiler

wird zur Aufnahme der erforderlichen Betriebseinrichtungen auf 6,50 m verbreitert.

Als Wehrverschlüsse werden vier Fischbauchklappen mit hydraulischem Antrieb angeordnet. Die Betriebstechnik der Wehrklappen wird in den Wehrpfeilern angeordnet. Zu diesem Zweck sind innerhalb der Wehrpfeiler Kavernen angeordnet. Auf den Wehrpfeilern befinden sich Betriebshäuser. Die Zugänglichkeit der Wehrpfeiler – zu Revisionszwecken auch mit LKW – wird über eine Betriebsbrücke gewährleistet.

Unterwasserseitig des Wehrkörpers befindet sich ein ca. 18,0 m langes Tosbecken, das zusammen mit dem Wehrkörper fugenlos hergestellt wird. Die Wehranlage erhält zur Vermeidung von Umläufigkeiten und zur Abwehr von Uferfiltraten in den Uferbereichen und vor dem Wehrkörper Dichtwände (siehe Bild 6.2) aus gedichteten Stahlprofilen. Die oberwasserseitigen Ufermauern bestehen aus strömungsmechanisch günstig ausgerichteten Winkelstützmauern.

Den Berechnungen liegen folgende Annahmen bezüglich der Baustoffe zu Grunde:

	<u>[DIN 1045-1; 2001]</u>	<u>[DIN 1045; 1988]</u>
Stahlbeton	C 20 / 25	B 25
Betonstahl	BSt 500	BSt 500



Bild 6.1: Alte und neue Wehranlage Raffelberg, Quelle: WNA Datteln

Die Bilder 6.1 bis 6.4 geben einen Überblick über den Neubau der Wehranlage Raffelberg.

Als charakteristische Bauteile für die vorliegenden Nachweise werden der Wehrkörper (Abschnitt 6.3) sowie die oberwasserseitige Ufermauer (Abschnitt 6.4) betrachtet. Nachweise der Lagesicherheit werden anhand der oberwasserseitigen Ufermauer detailliert dargestellt.

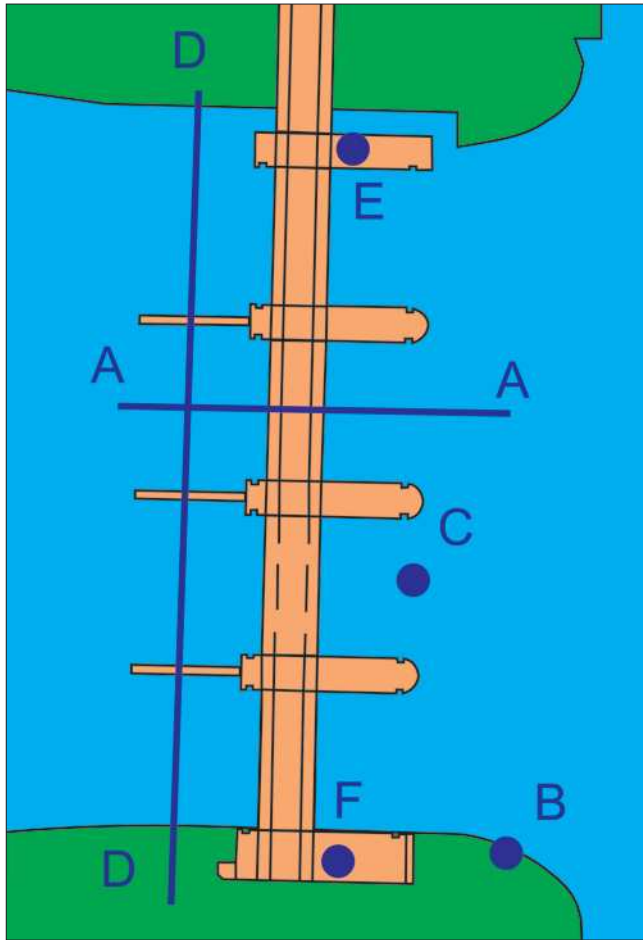


Bild 6.2: Grundriss der Wehranlage Raffelberg (Neubau)
Bezeichnungen: Schnitt A-A: siehe Bild 6.4; Punkt B: OW-seitige Ufermauer; Punkt C: Dichtwand; Ansicht D-D: siehe Bild 6.3; Punkt E: nördlicher Landpfeiler; Punkt F: südlicher Landpfeiler

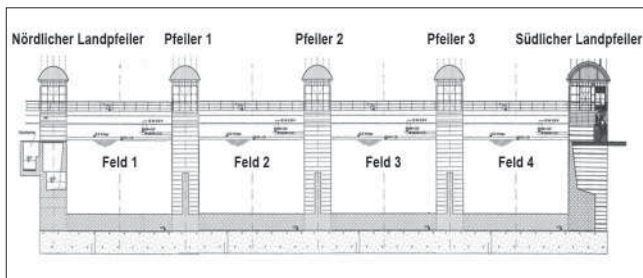


Bild 6.3: Ansicht der Wehranlage Raffelberg (Ansicht D-D)

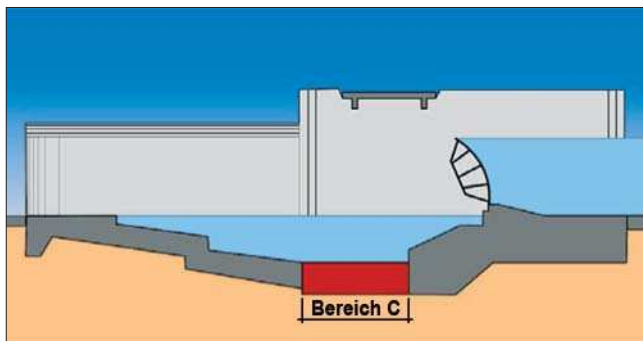


Bild 6.4: Längsschnitt durch ein Wehrfeld (Schnitt A-A)

6.3 Wehrkörper

Bei dem Wehrkörper handelt es sich um eine gebettete Platte mit auskragenden Pfeilerscheiben. Maßgebliche Belastungen sind Eigengewicht, Erd- und Wasserdrücke sowie Lasten aus der Wehrbrücke.

In der ursprünglichen statischen Berechnung [Philipp Holzmann AG; 1999] wurde der Wehrkörper in Fließrichtung in fünf Bereiche (A bis E) unterteilt. Da die Haupttragrichtung der Wehrplatte quer zur Fließrichtung verläuft, ist für den Vergleich DIN „alt“ und „neu“ die Betrachtung des Bereiches C (siehe Bild 6.4) ausreichend.

6.3.1 Einwirkungen

Die maßgeblichen Belastungen des Wehrkörpers werden größtenteils der ursprünglichen statischen Berechnung [Philipp Holzmann AG; 1999] entnommen. In Bereichen, in denen auf Grund des Konzeptes der Teilsicherheitsbeiwerte der neuen Normen eine Unterteilung in ständige und veränderliche Belastungen erforderlich ist, werden die Einwirkungen neu ermittelt. Folgende Einwirkungen werden nach [Philipp Holzmann AG; 1999] berücksichtigt.

Ständige Einwirkungen:

- Eigengewicht Wehrkörper
- Eigengewicht Pfeiler
- Sohlenwasserdruck
- Wasserauflast entsprechend dem UW-Stand
- Wasserauflast im Revisionsfall (jeweils ein Wehrfeld gelenzt)
- Erdruchdruck auf die Landpfeiler
- alternativ: aktiver Erddruck auf die Landpfeiler

Veränderliche Einwirkungen:

- Verkehrslast am Ufer
- Bremskräfte auf der Brücke
- Verkehrslast aus den Pfeilern infolge Verkehrslast auf der Brücke

Außergewöhnliche Einwirkungen werden an dieser Stelle nicht berücksichtigt. Für die Ermittlung des Wasserdruckes wird in Anlehnung an [Philipp Holzmann AG; 1999] von einem OW-Stand von 32,3 m NN und einem UW-Stand von 26,7 m NN ausgegangen. Auf Grund der oberwasserseitigen Dichtwand wird angenommen, dass der Sohlenwasserdruck unter dem betrachteten Bereich mit dem UW-Stand korrespondiert.

6.3.2 Statisches System

Bei dem betrachteten Ausschnitt des Wehrkörpers handelt es sich um einen ca. 7,0 m breiten und 2,0 m hohen Rechteckquerschnitt, siehe Bereich C in Bild 6.4. Der Querschnitt wird als 1,0 m breiter gebetteter Stab mit einem Stabwerksprogramm abgebildet. Die Pfeiler-

lasten werden als gleichmäßige Linienlast über die jeweilige Pfeilerbreite angesetzt. Das Eigengewicht der Wehrplatte wird nicht automatisch generiert, sondern ebenfalls als gleichmäßige Linienlast angesetzt. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt linear-elastisch. Als Bettungsmodul werden 2 MN/m^3 angesetzt [Philipp Holzmann AG; 1999].

Anmerkung: Das statische System wurde der ursprünglichen statischen Berechnung [Philipp Holzmann AG; 1999] entnommen. Zur Aufnahme der Horizontallasten ist ein festes horizontales Auflager anzuordnen. Diese Annahme entspricht mit Sicherheit nicht exakt der Realität, da ein Großteil der Horizontallasten über Reibung in den Untergrund abgeleitet wird. Somit ergeben sich geringere Normalkräfte im Wehrkörper als in der vorliegenden Berechnung ermittelt. Für den Vergleich alte/neue Norm spielt dies jedoch nur eine untergeordnete Rolle, sodass das System in seiner derzeitigen Form beibehalten wird.

6.3.3 Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen

In der Tabelle 6.1 sind zunächst die Einwirkungen mit ihren jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt. Die Einwirkungen aus Erdruchdruck und aktivem Erddruck werden einmal günstig und einmal ungünstig angesetzt, da für die Bemessung der oberen bzw. der unteren Bewehrungs-

Einwirkung			Teilsicherheitsbeiwerte	
			ständige BS	vorübergehende BS
ständige	ungünstig	Eigengewicht	1,35	1,2
		GW - Druck		
		Wasserauflast		-
		Wasserauflast Feld 1 leer	-	1,2
		Wasserauflast Feld 2 leer		
		Wasserauflast Feld 3 leer		
		Wasserauflast Feld 4 leer		
	günstig	Erdruchdruck*	1,35	1,0
		aktiver Erddruck*		
		Erdruchdruck**	1,0	
veränderl.	ungünstig	Verkehr Pfeiler	1,5	1,3
		Verkehr Ufer*		
		Bremskräfte		

* ungünstig zur Bemessung der unteren Bewehrungslage

** günstig zur Bemessung der oberen Bewehrungslage

Tabelle 6.1: Einwirkungen und zugehörige Teilsicherheitsbeiwerte

		Einwirkung	Ständige Bemessungssituation								Vorübergehende Bemessungssituation																																					
			S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V15	V16	V17	V18	V19	V20	V21	V22	V23	V24	V25	V26	V27	V28	V29	V30	V31	V32						
ständige Einwirkungen	ungünstig	Eigengewicht	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
		GW-Druck	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
		Wasserauflast	X	X	X	X	X	X	X	X																																						
		Wasserauflast Feld 1 leer									X	X	X	X															X	X	X	X																
		Wasserauflast Feld 2 leer													X	X	X	X														X	X	X	X													
		Wasserauflast Feld 3 leer																		X	X	X	X														X	X	X	X								
		Wasserauflast Feld 4 leer																						X	X	X	X														X	X	X	X				
		Erdruchdruck					X	X																					X	X							X	X				X	X					
	aktiver Erddruck							X	X																					X	X					X	X				X	X						
	günstig	Erdruchdruck	X	X						X	X			X	X				X	X			X	X																								
aktiver Erddruck				X	X							X	X			X	X			X	X			X	X																							
veränderliche Einwirkungen	ungünstig	Verkehr Pfeiler	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
		Verkehr Ufer				X	X																				X	X						X	X				X	X								
		Bremskräfte nach links	X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X	
		Bremskräfte nach rechts		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X

Tabelle 6.2: Einwirkungskombinationen nach [DIN 1045-1; 2001] bzw. [ZTV-W 215; 2004]

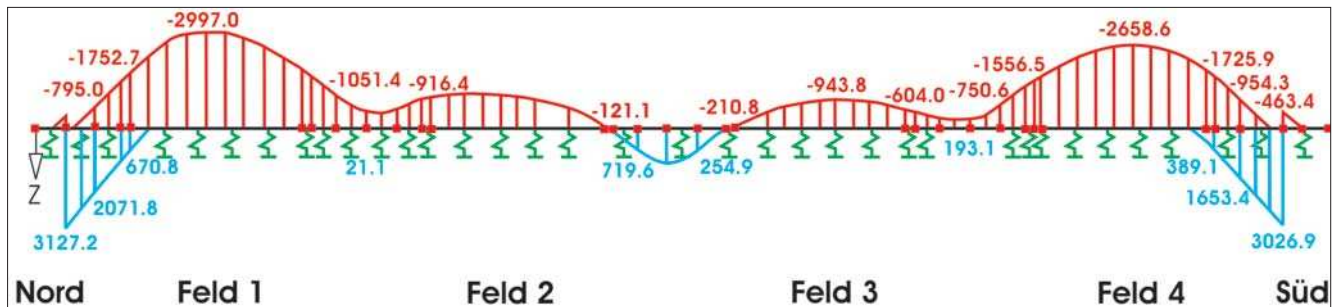


Bild 6.5: Maximale/minimale Biegemomente in der ständigen Bemessungssituation

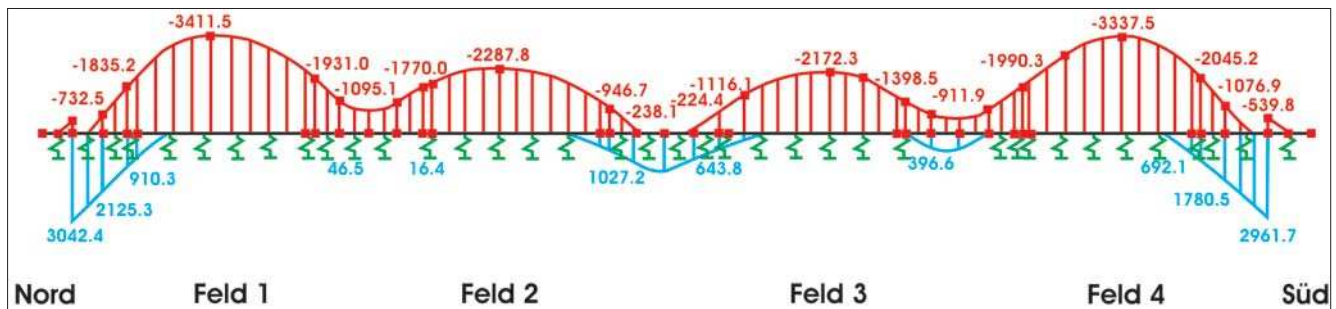


Bild 6.6: Maximale/minimale Biegemomente in der vorübergehenden Bemessungssituation

lage jeweils ein anderer Fall maßgebend ist. Ähnliche Vorüberlegungen wurden auch für die übrigen Einwirkungen angestellt. Maßgebend für die Bemessung ist jedoch nur der ungünstige Ansatz.

Die Einwirkungskombinationen sind in Tabelle 6.2 dargestellt.

6.3.4 Bemessung

a) Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Biegebemessung

In den Bildern 6.5 und 6.6 sind die maximalen/minimalen Biegemomente der maßgeblichen Einwirkungskombinationen dargestellt.

Auf Grund der zugehörigen Normalkraft handelt es sich bei den dargestellten Momenten nicht immer um die Momente mit der größten Bewehrung. Die Skizze ermöglicht jedoch einen größenordnungsmäßigen Überblick über die Momentenverteilung. Im Anschluss sind die maßgeblichen Schnittgrößen und erforderlichen Bewehrungsgehalte zusammengefasst:

Feld 1 – obere Lage

$M_{Sd} = -3411,5 \text{ kNm/m}$
 zug. $N_{Sd} = -392,5 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 38,3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 20 + \varnothing 25 / 20$
 entspricht $A_s = 40,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld 2 – obere Lage

$M_{Sd} = -2287,8 \text{ kNm/m}$
 zug. $N_{Sd} = -378,2 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 23,1 \text{ cm}^2/\text{m}$

gewählt: $\varnothing 16 / 20 + \varnothing 20 / 20$
 entspricht $A_s = 25,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld 3 – obere Lage

$M_{Sd} = -2172,3 \text{ kNm/m}$
 zug. $N_{Sd} = -378,2 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 21,2 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 15$
 entspricht $A_s = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld 4 – obere Lage

$M_{Sd} = -3337,5 \text{ kNm/m}$
 zug. $N_{Sd} = -392,5 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 37,4 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 20 + \varnothing 25 / 20$
 entspricht $A_s = 40,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Nördlicher Landpfeiler – Anschnitt untere Lage

$M_{Sd} = 2342,5 \text{ kNm/m}$
 zug. $N_{Sd} = -1197,5 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 15,44 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 15$
 entspricht $A_s = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$
 wegen [ZTV-W 215; 2004] Abschnitt 11.2

Mittelpfeiler 2 – linker Anschnitt untere Lage

$M_{Sd} = 1027,2 \text{ kNm/m}$
 zug. $N_{Sd} = -378,2 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 8,1 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 15$
 entspricht $A_s = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$
 wegen [ZTV-W 215; 2004] Abschnitt 11.2

Mittelpfeiler 2 – rechter Anschnitt untere Lage

$M_{Sd} = 1039,4 \text{ kNm/m}$
 zug. $N_{Sd} = -378,5 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 8,2 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 15$
 entspricht $A_s = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$
 wegen [ZTV-W 215; 2004] Abschnitt 11.2

Südlicher Landpfeiler - Anschnitt

$M_{Sd} = 1982,7 \text{ kNm/m}$
 untere Lage zug. $N_{Sd} = -1125,0 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 11,5 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 15$
 entspricht $A_s = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$
 wegen [ZTV-W 215; 2004] Abschnitt 11.2

Querkraftbemessung

Im Unterschied zur alten [DIN 1045; 1988] fließen Längsbewehrungsgrad und Normalkraft als Eingangsgrößen in die Ermittlung des Bauteilwiderstandes ein. Bei der Ermittlung des Bauteilwiderstandes werden nachfolgend jeweils die maximale Normalkraft (entspricht der minimalen Druckkraft im Stab) sowie die ermittelte Bewehrung bzw. die Mindestbewehrung angesetzt. Die Bemessung darf im Abstand $d = 1,93 \text{ m}$ vom Pfeilerrand durchgeführt werden. Die minimale Druckkraft ergibt sich bei Überlagerung der Einwirkungen „aktiver Erddruck / günstig“ ($N = 1,0 \times -406,8 \text{ kN/m}$) mit der Einwirkung „Bremskraft ungünstig“ ($N = 1,5 \times 22,0 \text{ kN/m} = 33,0 \text{ kN/m}$) zu $N_{Ed,max} = -373,8 \text{ kN/m}$.

Des Weiteren lässt sich der erforderliche Querkraftbewehrungsgehalt über die angesetzte Neigung der Betondruckstreben variieren. Den nachfolgenden Berechnungen liegt jeweils der vereinfachte Wert nach [DIN 1045-1; 2001] zu Grunde ($\cot \theta = 1,2$). Die Ermittlung der ohne Querkraftbewehrung aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,ct}$ sowie des ggf. erforderlichen Bewehrungsgehaltes ist in den Kapiteln zur Schleusenanlage Hohenwarthe und zum Stever-Durchlass ausführlicher dargestellt.

Für den Wehrkörper bei den Mittelpfeilern 1 und 3 wurde keine Längsbewehrung ermittelt, da die maßgeblichen Momente in Bezug auf die Bauteildicke vernachlässigbar gering sind. Bei den Mittelpfeilern wird von einem „konstruktiven“ Längsbewehrungsquerschnitt von $13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ ausgegangen (Bild 6.7).

Nördlicher Landpfeiler

$A_s = 15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $V_{Rd,ct} = 0,488 \text{ MN/m}$
 $V_{Ed} = 0,594 \text{ MN/m}$
 erf. $A_{sw} = 6,5 \text{ cm}^2 / (\text{m} \times \text{m})$

Mittelpfeiler

$A_s = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $V_{Rd,ct} = 0,474 \text{ MN/m}$

MP 1 links

$V_{Ed} = 0,404 \text{ MN/m} < V_{Rd,ct}$
 keine Schubbewehrung erforderlich

MP 1 rechts

$V_{Ed} = 0,287 \text{ MN/m} < V_{Rd,ct}$
 keine Schubbewehrung erforderlich

MP 2 links

$V_{Ed} = 0,362 \text{ MN/m} < V_{Rd,ct}$
 keine Schubbewehrung erforderlich

MP 2 rechts

$V_{Ed} = 0,350 \text{ MN/m} < V_{Rd,ct}$
 keine Schubbewehrung erforderlich

MP 3 links

$V_{Ed} = 0,292 \text{ MN/m} < V_{Rd,ct}$
 keine Schubbewehrung erforderlich

MP 3 rechts

$V_{Ed} = 0,406 \text{ MN/m} < V_{Rd,ct}$
 keine Schubbewehrung erforderlich

Südlicher Landpfeiler

$A_s = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $V_{Rd,ct} = 0,532 \text{ MN/m}$
 $V_{Ed} = 0,542 \text{ MN/m}$
 keine Schubbewehrung erforderlich

Mindestbewehrung zur Gewährleistung eines duktilen Bauteilverhaltens

Gemäß [DIN 1045-1; 2001] ist ein duktiler Bauteilverhalten sicherzustellen. Dies wird durch Anordnung einer Mindestbewehrung gemäß Abschnitt 13.1.1 erreicht. Im vorliegenden Fall beträgt die Mindestbewehrung $A_{S,min} = 16,9 \text{ cm}^2/\text{m}$. Im Bereich der Pfeiler ist der Mindestbewehrungsgehalt zur Gewährleistung eines

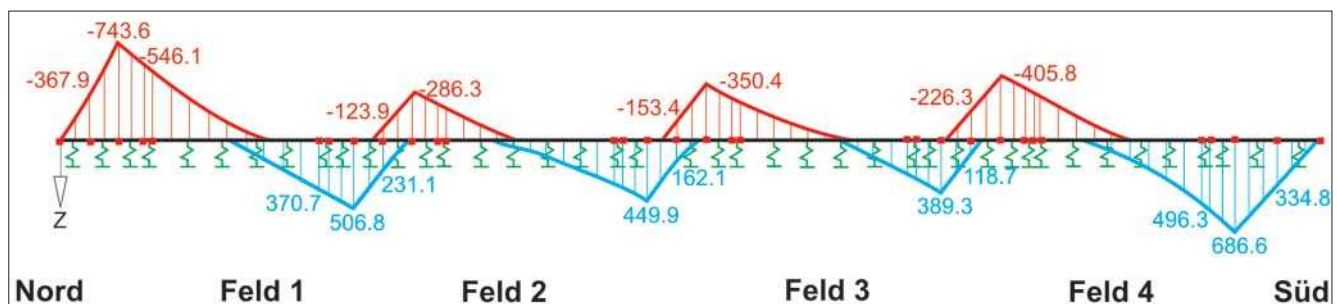


Bild 6.7: Maßgebliche Querkraftverteilung in der vorübergehenden Bemessungssituation

duktilen Bauteilverhaltens somit größer als die statisch erforderliche Bewehrung bzw. die konstruktive Mindestbewehrung gemäß [ZTV-W 215; 2004].

Mindestbewehrung für Querkraft

Die Höhe der Wehrsohle beträgt 2 m, die tatsächliche Breite 39,20 m. Das Verhältnis b/h liegt damit bei ca. 20. Gemäß [DIN 1045-1; 2001], 13.3.3, ist bei Platten ohne rechnerische Querkraftbewehrung mit einem Verhältnis $b/h > 5$ keine Mindestbewehrung für Querkraft erforderlich. Im Bereich der Landpfeiler beträgt der Mindestbewehrungsgehalt für Querkraft nach [DIN 1045-1; 2001], Tabelle 29, 0,7 ‰, was 7 cm²/m entspricht. Eine Erhöhung der statisch erforderlichen Bewehrungsgehalte ist daher nicht erforderlich.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Gemäß [DIN 1045-1; 2001] dürfen die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit den charakteristischen Schnittgrößen der quasi-ständigen Situation geführt werden. Im vorliegenden Fall sind nur die Nachweise der Rissbreitenbeschränkung von Interesse, wobei die Tabellen 20 und 21 der [DIN 1045-1; 2001] nicht angewendet werden dürfen. Der Nachweis muss gemäß [ZTV-W 215; 2004] über direkte Berechnung der Rissbreite nach [DIN 1045-1; 2001] Abschnitt 11.2.4 geführt werden. In der quasi-ständigen Situation werden die in Tabelle 6.3 angegebenen Einwirkungen berücksichtigt.

	Quasi-ständige Situation	
	QS 1	QS 2
Eigengewicht Pfeiler	1,0	1,0
Eigengewicht Wehrkörper	1,0	1,0
GW-Druck	1,0	1,0
Erdruhedruck	1,0	
Aktiver Erddruck		1,0
Wasserauflast	1,0	1,0

Tabelle 6.3: Einwirkungen der quasi-ständigen Situation

Die maßgeblichen charakteristischen Schnittgrößen der quasi-ständigen Situation entsprechen den Schnittgrößen nach Bild 6.8. Gemäß [ZTV-W 215; 2004], Abschnitt 11.2 ist bei plattenartigen Bauteilen eine Mindestbewehrung von 0,1 ‰ des Betonquerschnittes, maximal jedoch 25 cm²/m, einzulegen.

Bei den Nachweisen wird folgendermaßen vorgegangen:

1. Ermittlung der Schnittgrößen der quasi-ständigen Situation.
2. Ermittlung der resultierenden Stahlspannung unter Berücksichtigung der statisch erforderlichen Bewehrung.
3. Berechnung der Rissbreite unter Berücksichtigung der statisch erforderlichen Bewehrung.
4. Wenn $w_k < 0,25$ mm: Nachweis erbracht
5. Wenn $w_k > 0,25$ mm: Erhöhung des Bewehrungsgehaltes

Die Nachweise zur Rissbreitenbeschränkung durch direkte Berechnung der Rissbreite ergeben, dass die statisch erforderliche Bewehrung auch zum Nachweis der Rissbreitenbeschränkung ausreichend ist. Im Bereich der Pfeiler ist die Mindestbewehrung gemäß [ZTV-W 215; 2004] Abschnitt 11.2 ($A_s = 20,0$ cm²/m) einzulegen.

6.3.5 Bemessung nach [DIN 1045; 1988]

6.3.5.1 Lastkombinationen

Für die Bemessung nach alter Norm werden in Anlehnung an [DIN 19702; 1992] und [Philipp Holzmann AG; 1999] die in Tabelle 6.4 zusammengestellten Lastkombinationen betrachtet.

Die Einordnung der Kombinationen bei gelenzten Wehrfeldern in den LF 2 (u. a. Bau- und Reparaturzustände) erfolgt gemäß [DIN 19702; 1992] Abschnitt 4.2.2. In diesem Fall dürfen die Sicherheitsbeiwerte um den Faktor 0,87 vermindert bzw. die zulässigen Spannungen um den Faktor 1,15 erhöht werden.

6.3.5.2 Bemessung

Biegebewehrung

Die maßgeblichen Schnitte für die Biegebemessung befinden sich ungefähr in Feldmitte der Wehrfelder (obere Bewehrung) sowie an den jeweiligen Pfeileranschnitten (untere Bewehrung). Die maßgeblichen Lastkombinationen ergeben sich jeweils im Lastfall 2. Die maximal erforderliche untere Bewehrungslage im Bereich der Mittelpfeiler wird für den hier durchgeführten Vergleich nur für den mittleren Pfeiler ermittelt. Gemäß [DIN 19702; 1992] dürfen die Sicherheitsbeiwerte im LF 2 mit dem Faktor 0,87 verringert werden. Näherungsweise wird dies durch Reduktion der maßgeblichen Schnittgrößen um den Faktor 0,87 erreicht.

Anmerkung: Die Nummerierung der Wehrfelder bzw. Mittelpfeiler erfolgt immer von Nord nach Süd. Die Darstellung der Schnittgrößen entspricht der Ansicht von

		Lastfall 1				Lastfall 2															
		a	b	c	d	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p
Ständige Einwirkungen	Eigengewicht	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Sohlenwasserdruck	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Wasserauflast	X	X	X	X																
	Wasserauflast Feld 1 leer					X	X	X	X												
	Wasserauflast Feld 2 leer									X	X	X	X								
	Wasserauflast Feld 3 leer													X	X	X	X				
	Wasserauflast Feld 4 leer																	X	X	X	X
	Erdruhedruck	X	X			X	X			X	X			X	X			X	X		
	aktiver Erddruck			X	X			X	X			X	X			X	X			X	X
Veränderliche Einwirkungen	Verkehr Pfeiler	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Verkehr Ufer	X	X			X	X			X	X			X	X			X	X		
	Bremskräfte nach links	X		X		X		X		X		X		X		X		X		X	
	Bremskräfte nach rechts		X		X		X		X		X		X		X		X		X		X

Tabelle 6.4: Lastkombinationen

Unterwasser; der nördliche Landpfeiler befindet sich links.

In Bild 6.8 sind die maximalen bzw. minimalen Biegemomente infolge der maßgeblichen Lastfallkombinationen dargestellt.

Auf Grund der zugehörigen Normalkraft handelt es sich bei den dargestellten Schnittgrößen nicht immer um die Bemessungsschnittgrößen. Die Skizze ermöglicht jedoch einen größenordnungsmäßigen Überblick über die Momentenverteilung. Im Anschluss werden die maßgeblichen Schnittgrößen sowie Bewehrungsgehalte zusammengefasst:

Feld 1 – obere Lage – LF 2

$M_{\min.} = -2748,8 \text{ kNm/m} \times 0,87 = -2391,4 \text{ kNm/m}$
 zug. $N = -395,8 \text{ kN/m} \times 0,87 = -344,4 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 40,65 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 20 + \varnothing 25 / 20$
 entspricht $A_s = 40,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld 2 – obere Lage – LF 2

$M_{\min.} = -1856,9 \text{ kNm/m} \times 0,87 = -1615,5 \text{ kNm/m}$
 zug. $N = -384,8 \text{ kN/m} \times 0,87 = -334,8 \text{ kNm/m}$
 erf. $A_s = 25,23 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 16 / 20 + \varnothing 20 / 20$
 entspricht $A_s = 25,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld 3 – obere Lage – LF 2

$M_{\min.} = -1733,6 \text{ kNm/m} \times 0,87 = -1508,2 \text{ kNm/m}$
 zug. $N = -384,8 \text{ kN/m} \times 0,87 = -334,8 \text{ kNm/m}$
 erf. $A_s = 23,2 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 16 / 20 + \varnothing 20 / 20$
 entspricht $A_s = 25,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld 4 – obere Lage – LF 2

$M_{\min.} = -2699,3 \text{ kNm/m} \times 0,87 = -2348,4 \text{ kNm/m}$
 zug. $N = -395,80 \text{ kN/m} \times 0,87 = -344,4 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 39,8 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 20 + \varnothing 25 / 20$
 entspricht $A_s = 40,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

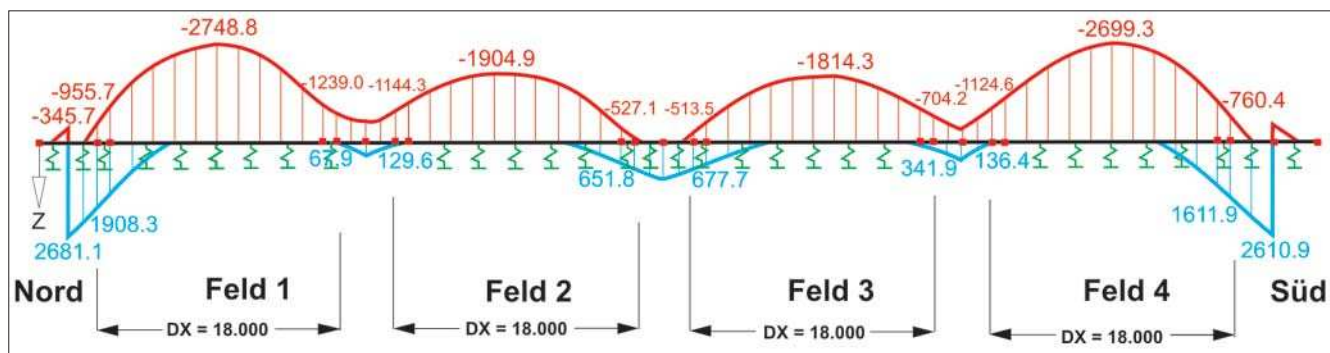


Bild 6.8: Maximale/minimale Biegemomente infolge der maßgebenden Lastfallkombinationen

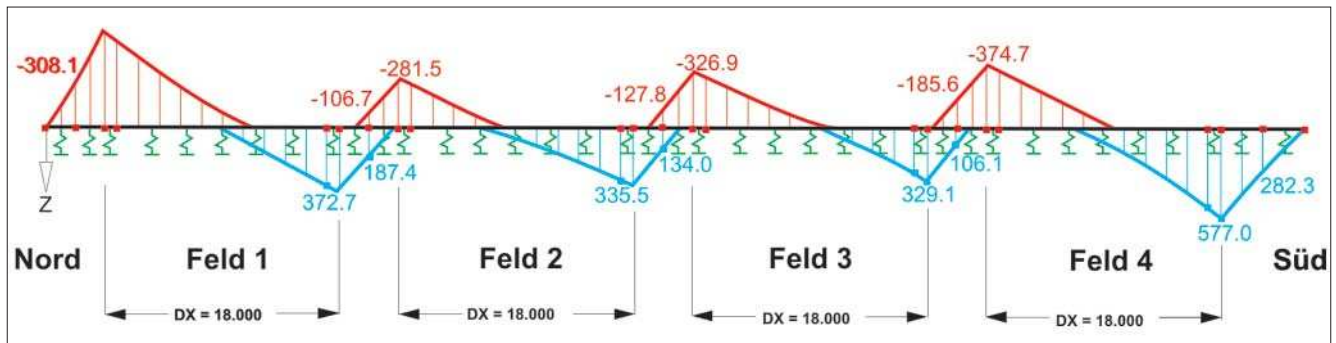


Bild 6.9: Querkraftverlauf infolge der maßgeblichen Lastfallkombinationen

Nördlicher Landpfeiler - untere Lage – LF 2

$M_{\max.} = 1908,3 \text{ kNm/m} \times 0,87 = 1660,2 \text{ kNm/m}$
 zug. $N = -988,7 \text{ kN/m} \times 0,87 = -860,2 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 17,1 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 20 / 15$
 entspricht $A_s = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Mittelpfeiler 2 – linker Anschnitt – untere Lage – LF 2

$M_{\max.} = 829,5 \text{ kNm/m} \times 0,87 = 721,7 \text{ kNm/m}$
 zug. $N = -384,8 \text{ kN/m} \times 0,87 = -334,8 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 7,83 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 16 / 15$
 entspricht $A_s = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$
 wegen [ZTV-W 215; 1998], Abschnitt 2.2.2

Mittelpfeiler 2 – rechter Anschnitt – untere Lage – LF 2

$M_{\max.} = 849,1 \text{ kNm/m} \times 0,87 = 738,7 \text{ kNm/m}$
 zug. $N = -384,8 \text{ kN/m} \times 0,87 = -334,8 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 8,2 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 16 / 15$
 entspricht $A_s = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$
 wegen [ZTV-W 215; 1998], Abschnitt 2.2.2

Südlicher Landpfeiler – untere Lage – LF 2

$M_{\max.} = 1611,9 \text{ kNm/m} \times 0,87 = 1402,3 \text{ kNm/m}$
 zug. $N = -988,7 \text{ kN/m} \times 0,87 = -860,2 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 12,1 \text{ cm}^2/\text{m}$
 gewählt: $\varnothing 16 / 15$
 entspricht $A_s = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Schubbewehrung

Bei dem betrachteten Bauteil handelt es sich um einen Ausschnitt aus dem Wehrboden. Auf Grund der Abmessungen des gesamten Wehrbodens kann der Ausschnitt als Platte betrachtet werden. Gemäß [DIN 1045; 1988] darf die Bemessung im Abstand $h/2$ vom Auflagerstand erfolgen. Dies entspricht in diesem Fall einem Abstand von ca. 0,97 m vom Pfeilerrand. Die in Bild 6.9 dargestellten Schnittgrößen werden dementsprechend abgemindert.

Im Anschluss werden die maßgeblichen Schnittgrößen sowie die erforderliche Schubbewehrung zusammengefasst. Da sich die maßgeblichen Querkräfte im LF 2 ergeben, dürfen die maßgeblichen Schnittgrößen wie-

derum um den Faktor 0,87 abgemindert werden. Die Nummerierung der Pfeiler erfolgt wiederum von Nord nach Süd:

Nördlicher Landpfeiler

$Q = 559,5 \text{ kN/m}$
 $\tau_0 = 0,31 \text{ MN/m}^2 > k_1 \times \tau_{011} = 0,25 \text{ MN/m}^2$
 $a_{s, \text{erf}} = 4,3 \times 0,87 = 3,74 \text{ cm}^2/(\text{m} \times \text{m})$

Mittelpfeiler 1 – links

$Q = 372,7 \text{ kN/m}$
 $\tau_0 = 0,23 \text{ MN/m}^2 < k_1 \times \tau_{011} = 0,25 \text{ MN/m}^2$
 keine Schubbewehrung erforderlich

Mittelpfeiler 1 – rechts

$Q = 281,5 \text{ kN/m}$
 $\tau_0 = 0,17 \text{ MN/m}^2 < k_1 \times \tau_{011} = 0,25 \text{ MN/m}^2$
 keine Schubbewehrung erforderlich

Mittelpfeiler 2 – links

$Q = 335,5 \text{ kN/m}$
 $\tau_0 = 0,18 \text{ MN/m}^2 < k_1 \times \tau_{011} = 0,25 \text{ MN/m}^2$
 keine Schubbewehrung erforderlich

Mittelpfeiler 2 – rechts

$Q = 326,9 \text{ kN/m}$
 $\tau_0 = 0,18 \text{ MN/m}^2 < k_1 \times \tau_{011} = 0,25 \text{ MN/m}^2$
 keine Schubbewehrung erforderlich

Mittelpfeiler 3 – links

$Q = 287,5 \text{ kN/m}$
 $\tau_0 = 0,18 \text{ MN/m}^2 < k_1 \times \tau_{011} = 0,25 \text{ MN/m}^2$
 keine Schubbewehrung erforderlich

Mittelpfeiler 3 – rechts

$Q = 374,7 \text{ kN/m}$
 $\tau_0 = 0,23 \text{ MN/m}^2 < k_1 \times \tau_{011} = 0,25 \text{ MN/m}^2$
 keine Schubbewehrung erforderlich

Südlicher Landpfeiler

$Q = 516,6 \text{ kN/m}$
 $\tau_0 = 0,28 \text{ MN/m}^2 > k_1 \times \tau_{011} = 0,25 \text{ MN/m}^2$
 $a_{s, \text{erf}} = 4,0 \times 0,87 = 3,48 \text{ cm}^2/\text{m}$

Mindestbewehrung/Rissbreitenbeschränkung

Da es sich bei der Wehrsohle nicht um ein Bauteil des üblichen Hochbaus handelt ist eine konstruktive Mindestbewehrung nach [ZTV-W-215; 1998] von $A_s = 0,0006 A_b$ anzuordnen. Im vorliegenden Fall sind $12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ als konstruktive Mindestbewehrung anzuordnen. Außerdem ist eine Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite vorzusehen. Exemplarisch wird der Nachweis nur für Lastbeanspruchung geführt. Hierbei ist nachzuweisen, dass mögliche Risse den Grenzwert für die Rissbreite von $0,25 \text{ mm}$ nicht überschreiten.

Die maßgeblichen Schnittgrößen werden anhand des häufig wirkenden Lastanteils ermittelt. [DIN 1045; 1988] definiert den häufig wirkenden Lastanteil mit 70 % der Gebrauchslast, mindestens ist jedoch der ständige Lastanteil zu berücksichtigen. Im vorliegenden Fall werden die ständigen Lasten herangezogen ($> 70 \%$ der Gebrauchslast). Bild 6.10 zeigt die maßgeblichen Schnittgrößen infolge des ständigen Lastanteils.

Der Nachweis erfolgt gemäß [DIN 1045; 1988] Abschnitt 17.6.3 über die maximalen Stababstände nach Tabelle 15. Hierbei wird folgendermaßen vorgegangen:

1. Ermittlung der Schnittgrößen infolge ständiger Last
2. Ermittlung der Stahlspannung unter Berücksichtigung der statisch erforderlichen Bewehrung
3. Bestimmung des maximalen Stababstandes nach Tabelle 15 [DIN 1045;1988]
4. Vergleich mit der gewählten Bewehrung

Es zeigt sich, dass die statisch erforderliche Bewehrung zusammen mit dem gewählten Stababstand zur Beschränkung der Rissbreite ausreichend dimensioniert ist. Im Bereich der Mittelpfeiler ist die untere Bewehrungslage gemäß [ZTV-W 215; 1998] zur Berücksichtigung einer konstruktiven Mindestbewehrung auf $12 \text{ cm}^2/\text{m}$ zu erhöhen.

6.3.6 Vergleich [DIN 1045; 1988] und [DIN 1045-1; 2001]

Gemäß [DIN 1045-1; 2001] wird unterschieden zwischen Tragfähigkeit (Biegung mit Längskraft) und Gebrauchstauglichkeit (Rissbreitenbeschränkung).

Biegung mit Längskraft

Grundsätzlich ist festzustellen, dass die maßgeblichen Einwirkungskombinationen für die jeweiligen Bauteile nach alter und neuer Norm übereinstimmen. Nach neuer Norm werden bis auf eine Ausnahme (untere Bewehrung Mittelpfeiler links, 2,5 % mehr) geringere Bewehrungsgehalte ermittelt. Die Differenz beträgt zwischen 0 und 11 %. (Bild 6.11 und 6.12)

Die Differenzen sind dadurch zu erklären, dass ein fiktiver, globaler Sicherheitsbeiwert nach neuer Norm in Abhängigkeit vom Verkehrslastanteil geringer ist als nach alter Norm:

[ZTV-W 215; 2004]

ständige Bemessungssituation:

$\gamma = 1,55$ wenn $g \gg p$ und $\gamma = 1,725$ wenn $g \ll p$

vorübergehende Bemessungssituation:

$\gamma = 1,38$ wenn $g \gg p$ und $\gamma = 1,495$ wenn $g \ll p$

[DIN 19702; 1992]

Lastfall 1: $\gamma = 1,75$

Lastfall 2: $\gamma = 1,52$

Im vorliegenden Fall ist der Verkehrslastanteil im Vergleich zur ständigen Last sehr klein, sodass der fiktive, globale Sicherheitsbeiwert für die maßgebliche Bemessungssituation 2 im Bereich $\gamma = 1,4$ liegt. Der prozentuale Unterschied der Sicherheitsbeiwerte (ca. 10 %) liegt somit größenordnungsmäßig im Bereich der Bewehrungseinsparung nach neuer Norm.

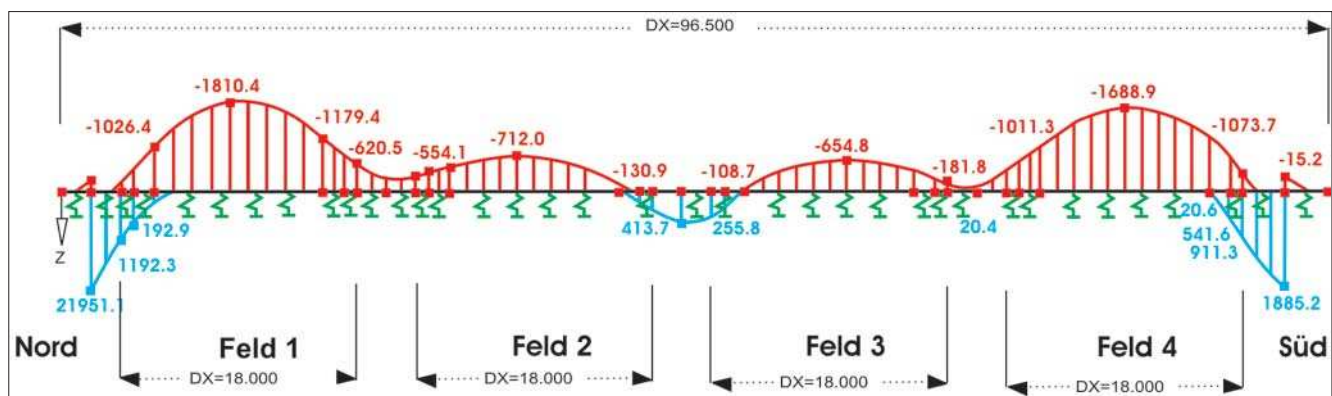


Bild 6.10: Maximale/minimale Biegemomente infolge des ständigen Lastanteils

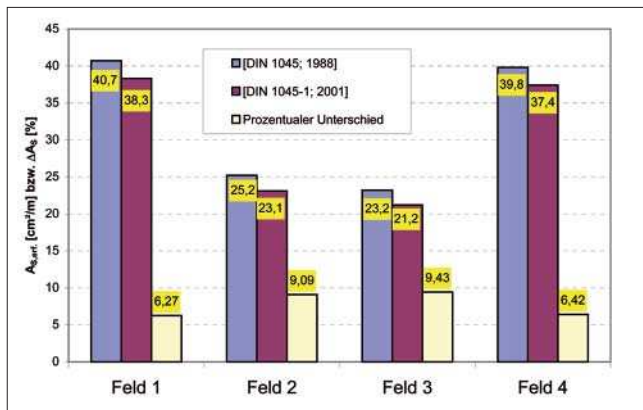


Bild 6.11: Erforderliche Biegebewehrung der Wehrfelder

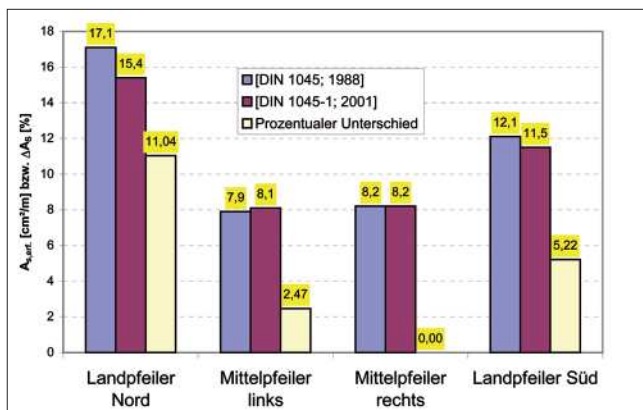


Bild 6.12: Erforderliche Biegebewehrung an den Pfeilern

Schub- bzw. Querkraftbewehrung

Der Vergleich der erforderlichen Schubbewehrung ist schwierig, da nach neuer [DIN 1045-1; 2001] die Querkraftbewehrung über die Parameter Längsbewehrungsgrad bzw. Neigung der Betondruckstrebe steuerbar ist. Bei Ansatz der im Rahmen der Biegebemessung ermittelten Längsbewehrung ergibt sich im Bereich des nördlichen Landpfeilers ein höherer Querkraftbewehrungsgehalt als nach alter Norm (6,5 im Vergleich zu 3,74 cm²/(m x m)). Bei Verringerung der Druckstrebenneigung lässt sich dieser Wert jedoch nach unten korrigieren, bei Wahl eines höheren Längsbewehrungsgehaltes ist u. U. keine Schubbewehrung erforderlich.

Für Plattenanschnitte an den übrigen Pfeilern wird weder nach neuer noch nach alter Norm Schubbewehrung benötigt.

Beschränkung der Rissbreite

Sowohl bei den Nachweisen nach [DIN 1045; 1988] als auch bei den Nachweisen nach [DIN 1045-1; 2001] ergeben sich keine Zuwächse zur statisch erforderlichen Bewehrung. Erhöhungen der Bewehrung ergeben sich im Bereich der Mittelpfeiler bei Berücksichtigung der konstruktiven Mindestbewehrung gemäß [ZTV-W 215; 1998] ($A_s = 12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$, praxisnah 16/15 = 13,4 m²/m)

bzw. [ZTV-W 215; 2004] ($A_s = 20,0 \text{ cm}^2/\text{m}$, praxisnah 20/15 = 20,94 cm²/m).

In den Bildern 6.13 und 6.14 sind die gewählten Bewehrungsgehalte unter Berücksichtigung der Biegebemessung, der Beschränkung der Rissbreite sowie der konstruktiven Mindestbewehrung nach [ZTV-W 215; 1998] bzw. [ZTV-W 215; 2004] dargestellt.

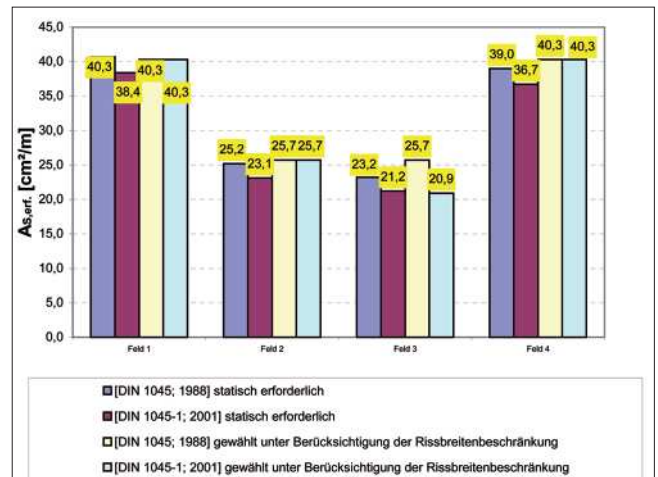


Bild 6.13: Ermittelte und gewählte Biegebewehrung im Feld

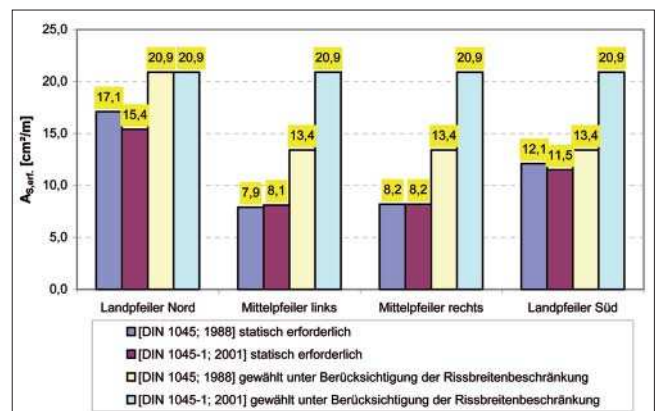


Bild 6.14: Ermittelte und gewählte Biegebewehrung im Pfeilerbereich

6.4 Oberwasserseitige Ufermauer - Süd

Bei den OW-seitigen Ufermauern (Bild 6.15) handelt es sich um Winkelstützmauern, die im Endzustand nahezu komplett eingestaut werden. Exemplarisch wird die südliche Wehrwange gerechnet. Bei der betrachteten Wehrwange handelt es sich um eine klassische Winkelstützmauer. Die Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen erfolgt auf konventionelle Art unter Berücksichtigung von [DIN 4085; 1987]. Bei dieser Untersuchung wird exemplarisch nur der in den Bildern 6.16 bis 6.18 als Schnitt I-I dargestellte Wandanschnitt untersucht. Der vertikale Anteil des Erddrucks und des Grundwasserdrucks hat für diesen Schnitt keine Bedeutung.

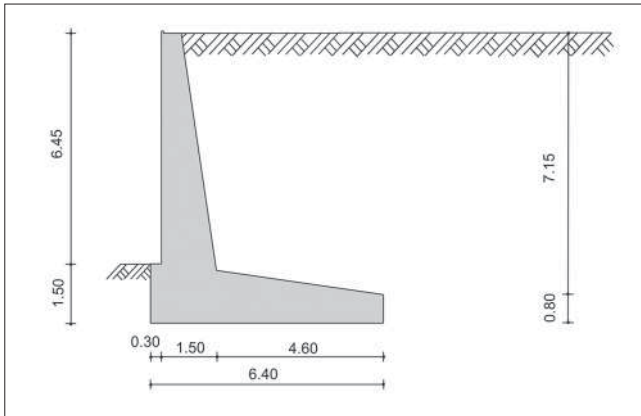


Bild 6.15: Schnitt durch die südliche oberwasserseitige Ufermauer

6.4.1 Einwirkungen

Bei der Berechnung der Wehrwange werden nach [Philipp Holzmann AG; 1999] folgende Einwirkungen angesetzt:

- Aktiver Erddruck für die Nachweise der Lagesicherheit
- Erdruchedruck für die Bemessung
- Verkehrslast auf der Geländeoberkante $p = 20 \text{ kN/m}^2$
- Wasserstand im Becken $W = 31,85 \text{ m NN}$ bzw. „leeres Becken“ (Bauzustand)
- Grundwasserdruck $GW = 31,85 \text{ m NN}$ (LF 1)
- Grundwasserdruck $GW = 32,85 \text{ m NN}$ (= GOK, extremer Wasserstand)
- Grundwasserdruck $GW = 27,90 \text{ m NN}$ (Bauzustand)
- Pollerzug $Z = 20 \text{ kN/m}$

Die Einwirkungen werden nach Tabelle 6.5 in die Kategorien ständig/veränderlich/außergewöhnlich bzw. günstig/ungünstig eingeordnet:

	ständig	veränderlich	außergewöhnlich
günstig	Eigengewicht	-	-
	Wasserstand im Becken Z = 31,85 mNN		
ungünstig	Erddruck	Pollerzug Z = 20 kN/m	extremer Grundwasserstand ΔGW = +1,0 m
	Grundwasserstand Z = 31,85 mNN	Verkehr p = 20 kN/m²	
	Grundwasserstand im Bauzustand Z = 27,90 mNN		

Tabelle 6.5: Einwirkungen

Auf den Bildern 6.16 bis 6.18 sind die in den Bemessungssituationen zu berücksichtigenden Einwirkungen dargestellt.

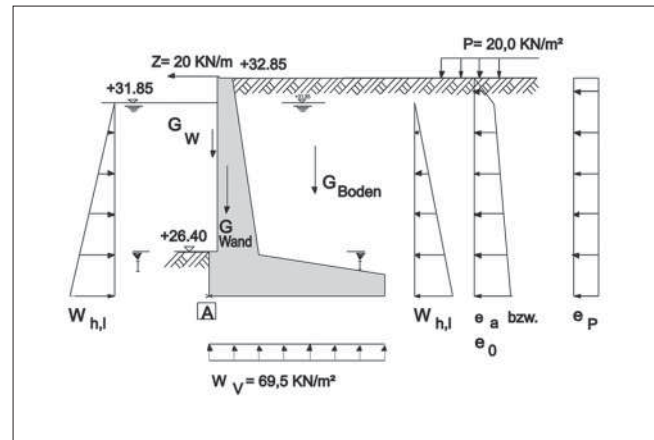


Bild 6.16: Einwirkungen in der ständigen Bemessungssituation

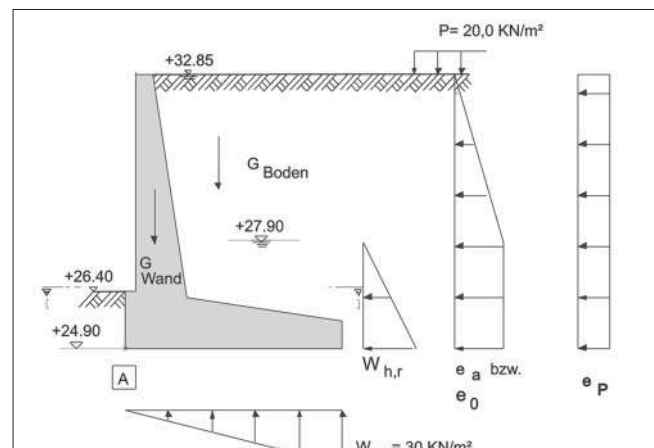


Bild 6.17: Einwirkungen in der vorübergehenden Bemessungssituation

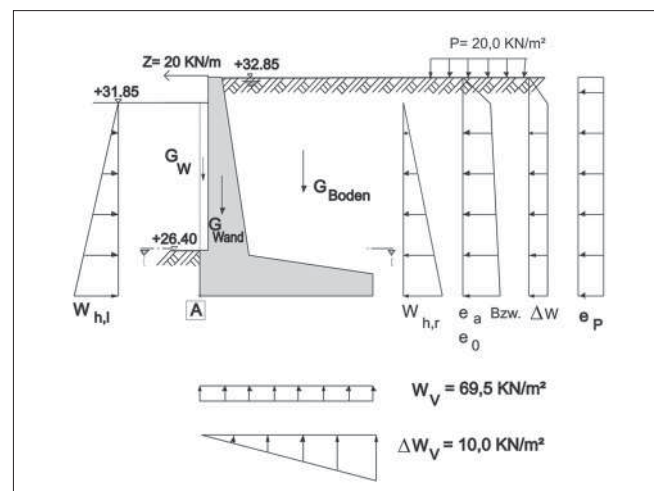


Bild 6.18: Einwirkungen in der außergewöhnlichen Bemessungssituation

Für die Verkehrslast auf der Geländeoberkante gelten folgende Ansätze:

- Bemessung Wand: Verkehrslast unmittelbar hinter der Wand
- Nachweis der Lagesicherheit: Verkehrslast ab Hinterkante Sporn

6.4.2 Einwirkungen und Bemessungssituationen

In der Tabelle 6.6 sind die Einwirkungen mit ihren jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dargestellt. Die Winkelstützwand wird maßgeblich durch den Erddruck der Hinterfüllung beansprucht, weshalb Einwirkungen, die in diese Richtung auf die Wand wirken (z. B. Erddruck, Grundwasser) als ungünstig angesetzt werden. Das Wasser im oberen Vorhafen (als Wasserstand im Becken bezeichnet) sowie das Eigengewicht der Wand wirken dem gegenüber günstig.

Einwirkung		ständige BemSit	vorübergehende BemSit	Außergewöhnliche BemSit	quasi-ständige Situation	
		S 1	V1	A1	Q1	Q2
ständige	ungünstig					
	Erdruchedruck	1,35	1,2	1,0	1,0	1,0
	Grundwasserdruck GW = 31,85 m NN	1,35	-			-
	Grundwasserdruck GW = 27,9 m NN	-	1,2	-	-	1,0
	Eigengewicht Stützmauer	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	Wasserstand im Becken W = 31,85 m NN					-
veränderliche	ungünstig					
	Verkehr	1,5	1,3	1,0	-	-
	Pollerzug		-			
außergewöhnl.	ungünstig					
	$\Delta GW = 1,0$ m	-	-	1,0	-	-

Tabelle 6.6: Einwirkungskombinationen und zugehörige Teilsicherheitsbeiwerte

6.4.3 Bemessung

a) Grenzzustand der Tragfähigkeit

Biegebemessung

Die Bemessung wird für den Schnitt I-I durchgeführt. Die ungünstigste Belastung ergibt sich in der Bemessungssituation S1:

$M_{Sd} = 917,8 \text{ kNm/m}$
 zug. $N_{Sd} = -90 \text{ kN/m}$
 erf. $A_s = 14,6 \text{ cm}^2/\text{m}$
 wegen [ZTV-W 215; 2004] Abschn. 11.2
 sind jedoch mindestens $15,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ einzulegen
 gewählt: $\varnothing 20 / 20$

Querkraftbemessung

Die Schubbemessung darf im Abstand d vom Auflager durchgeführt werden. Im Falle der vorliegenden Stützwand ist auch bei der ungünstigsten Lastkombination keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Mindestbewehrung zur Gewährleistung eines duktilen Bauteilverhaltens

Gemäß [DIN 1045-1; 2001] ist ein duktiler Bauteilverhalten sicherzustellen. Dies wird durch Anordnung einer Mindestbewehrung gemäß Abschnitt 13.1.1 erreicht. Im vorliegenden Fall beträgt die Mindestbewehrung $A_{s,min} = 13,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ und ist geringer als die statisch erforderliche Bewehrung.

Mindestbewehrung für Querkraft

Da das Verhältnis $b/h > 5$ ist, braucht auch für die Ufermauer keine Mindestbewehrung für Querkraft berücksichtigt werden.

b) Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Vorgehensweise zum Nachweis der Rissbreitenbeschränkung erfolgt analog zu Abschnitt 6.3.4. Der Mindestbewehrungsgehalt zur Beschränkung der Rissbreite ist mit $13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ geringer als der statisch erforderliche Bewehrungsgehalt. Allerdings ist gemäß [ZTV-W 215; 2004], Abschnitt 11.2 (29) ein konstruktiver Mindestbewehrungsgehalt von 0,1 % des Betonquerschnitts einzulegen. Im vorliegenden Fall entspricht dies $15,0 \text{ cm}^2/\text{m}$.

6.4.4 Bemessung nach [DIN 1045; 1988]

6.4.4.1 Lastfallkombinationen

In der Tabelle 6.7 werden die betrachteten Lastfallkombinationen entsprechend [DIN 1054:1976] zusammengefasst. Gemäß [DIN 19702; 1992] dürfen die Sicherheitsbeiwerte im LF 2 um den Faktor 0,87 und im LF 3 um den Faktor 0,77 reduziert werden.

	Lastfall 1	Lastfall 2		Lastfall 3
		a	b	
Eigengewicht	X	X	X	X
Erdruhedruck	X	X	X	X
Wasserstand im Becken Z = 31,85 mNN	X	X	-	X
GW-Druck Z = 31,85 mNN	X	X	-	X
GW-Druck Z = 27,9 mNN	-	-	X	-
Verkehrslast GOK	X	X	X	X
Pollerzug	-	X	-	-
$\Delta GW = +1,0$ m	-	-	-	X

Tabelle 6.7: Lastfallkombinationen

6.4.4.2 Bemessung

Biegebemessung

Die Bemessung wird für den Schnitt I-I durchgeführt. Die ungünstigste Belastung ergibt sich im Lastfall 3.

$$M = 730,3 \times 0,77 = 562,3 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zug. } N = -90 \times 0,77 = 69,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{erf. } A_s = 13,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{gewählt: } \varnothing 16 / 15$$

$$\text{entspricht: } A_s = 13,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Schubbemessung

Die Schubbemessung darf im Abstand $h/2$ vom Auflager durchgeführt werden. Im vorliegenden Fall ist auch bei der ungünstigsten Lastkombination keine Schubbewehrung erforderlich.

Rissbreitenbeschränkung

Es wird wiederum der Nachweis für Lastbeanspruchung geführt. Die Rissbreite ist auf 0,25 mm zu begrenzen. Der Nachweis wird gemäß [DIN 1045; 1988] mit 70 % der Gebrauchslast (> ständige Lasten) geführt. Es kann nachgewiesen werden, dass der maximal zulässige Abstand der Längsbewehrung ($s_{\max} > 15,0$ cm) gemäß Tabelle 15 der [DIN 1045; 1988] durch die statisch erforderliche Bewehrung eingehalten wird ($s = 15$ cm).

Die statisch erforderliche Bewehrung ist somit ausreichend für die Begrenzung der Rissbreite unter Last auf 0,25 mm.

Als konstruktive Mindestbewehrung sind gemäß [ZTV-W 215; 1998] 0,06 % des Betonquerschnitts einzulegen. Dies sind im vorliegenden Fall 9,0 cm²/m und damit ebenfalls weniger als die statisch erforderliche Bewehrung.

6.4.5. Vergleich [DIN 1045; 1988] und [DIN 1045-1; 2001]

Die Bemessung nach [DIN 1045-1; 2001] ergibt mit $A_s = 14,6$ cm²/m einen größeren Bewehrungsgehalt, als die Bemessung nach [DIN 1045; 1988] ($A_s = 13,6$ cm²/m). Die Erklärung hierfür liegt in der Neuordnung der Einwirkung „Pollerzug“ als veränderliche Einwirkung in der Bemessungssituation 1. Gemäß [DIN 19702; 1992] war diese Einwirkung als LF 2 zu betrachten und somit die Einwirkungskombinationen mit Pollerzug mit einem geringeren Sicherheitsbeiwert zu belegen.

Schub- bzw. Querkraftbewehrung ist jeweils nicht erforderlich.

Die Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite gemäß [DIN 1045; 1988] und [DIN 1045; 2001] ist jeweils geringer als die statisch erforderliche Bewehrung. Bei Berücksichtigung der Mindestbewehrung nach [ZTV-W 215; 1998] bzw. [ZTV-W 215; 2004] ergibt sich nach neuer ZTV-W ein leicht höherer Bewehrungsgehalt von 15 cm²/m gegenüber 13,6 cm²/m.

6.4.6 Lagesicherheit

6.4.6.1 Nachweise nach [DIN 1054; 2005]

Gemäß [ZTV-W 215; 2004], 5.3, werden die Lastfälle, die Bemessungssituationen zugeordnet werden, ohne Berücksichtigung von Sicherheitsklassen aus den Einwirkungskombinationen bestimmt. Gemäß [DIN 1054; 2005] kann somit Lastfall 1 der ständigen Bemessungssituation, Lastfall 2 der vorübergehenden Bemessungssituation und Lastfall 3 der außergewöhnlichen Bemessungssituation zugeordnet werden. Die Begrifflichkeiten entsprechen damit denen der Stahlbetonbemessung.

Folgende Nachweise sind zu führen:

- **Grenzzustand der Lagesicherheit - Kippen:** Nachweis der Lage der Sohldruckresultierenden unter ständiger und veränderlicher charakteristischer Last
- **Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen (GZ 1B):** Nachweis der Gleitsicherheit in den Lastfällen 1 und 2
- **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2):** Nachweis der Sohldruckresultierenden unter ständiger charakteristischer Last und Nachweis der Verschiebungen in der Sohlfläche.

Für die betrachtete Stützwand wird jeweils der Nachweis der Gleitsicherheit sowie der Nachweis der Kipp-sicherheit geführt. Auf Nachweise zum Grundbruch und Geländebruch wird verzichtet.

Da sich im Lastfall 3 bzw. bei der Bemessungssituation A1 im Rahmen des Kippnachweises eine klaffende Fuge ergibt, wird zusätzlich Spalt- und Porenwasserdruck gemäß [DIN 19702; 1992] (d. h. wasserseitiger Wasserdruck über die gesamte rechnerische Risslänge) berücksichtigt. Nach der ersten Iteration ergibt sich eine Ausmitte von $e = 1,6$ m und damit eine klaffende Fuge von $l = 1,87$ m. Nach der zweiten Iteration ergibt sich eine Exzentrizität von $e = 1,73$ m und eine klaffende Fuge von $l = 1,99$ m, die sich bei weiteren Iterationen nicht mehr vergrößert. (Bild 6.19)

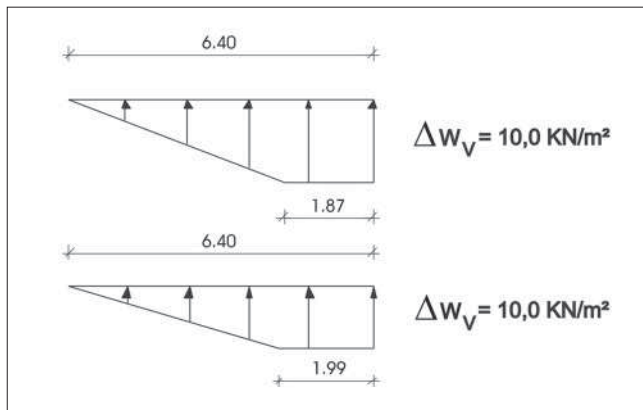


Bild 6.19: Spaltwasserdruck gemäß [DIN 19702; 1992] nach der 1. und 2. Iteration

Grenzzustand der Lagesicherheit – Kippen

Gemäß [DIN 1054; 2005] Abschnitt 7.5.1 ist anstatt des Nachweises gegen Kippen die Lage der Sohlruckresultierenden infolge charakteristischer Last in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation zu bestimmen. Auf einen Nachweis in der außergewöhnlichen Situation kann verzichtet werden, wenn der Nachweis der Grundbruchsicherheit erfüllt wird, was an dieser Stelle unterstellt wird. Somit ergeben sich die in Tabelle 6.8 zusammengestellten Einwirkungskombinationen.

Es ist nachzuweisen, dass die Gründungssohle mindestens bis zu ihrem Schwerpunkt durch Druck belastet ist (entspricht $e < b/3$)

Einwirkungskombination S1:
 $e = 1,15 \text{ m} < b/3 = 2,13 \text{ m}$

Einwirkungskombination V1:
 $e = 0,78 \text{ m} < b/3 = 2,13 \text{ m}$

Einwirkungen			ständige BemSit	vorübergeh. BemSit
			S1	V1
ständige	ungünstig	aktiver Erddruck	1,0	1,0
		Grundwasserdruck Z = 31,85 mNN		-
		Sohlwasserdruck LS = 69,5 kN/m², WS = 69,5 kN/m²		
		Grundwasserdruck Z = 27,9 mNN		1,0
		Sohlwasserdruck LS = 30,0 kN/m², WS = 0 kN/m²		
	günstig	Wasserstand im Becken Z = 31,85 mNN	1,0	-
		Eigengewicht		1,0
veränderl.	ungünstig	Verkehrslast GOK	1,0	1,0
		Pollerzug		-
		Sohlenwasserdruck ΔLS = 10 kN/m², ΔWS = 0 kN/m²		

Tabelle 6.8: Einwirkungen und zugehörige Teilsicherheitsbeiwerte - Kippen

Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauwerksteilen GZ 1B – Gleiten

Bei den Gleitsicherheitsnachweisen im Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauwerksteilen sind die Einwirkungskombinationen gemäß Tabelle 6.9 mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten zu berücksichtigen.

Es ist nachzuweisen, dass die auftretenden Horizontalkräfte durch Reibung in der Fundamentsohle aufgenommen werden können ($T_d < (N_k \tan \delta_{sk}) / \gamma_{Gl}$). Auf der Widerstandsseite ist ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{Gl} = 1,1$ zu berücksichtigen.

Einwirkungskombination S1:
 $T_d = 243,0 \text{ kN/m}$, $N_k = 573,8 \text{ kN/m}$,
 $R_{td} = (573,8 \tan 30^\circ) / 1,1 = 301,1$
 $\rightarrow T_d / R_{td} = 0,81 < 1,0$

Einwirkungskombination V1:
 $T_d = 292,7 \text{ kN/m}$, $N_k = 906,2 \text{ kN/m}$,
 $R_{td} = (573,8 \tan 30^\circ) / 1,1 = 475,6$
 $\rightarrow T_d / R_{td} = 0,62 < 1,0$

Einwirkungskombination A1:
 $T_d = 231,3 \text{ kN/m}$, $N_k = 541,8 \text{ kN/m}$,
 $R_{td} = (573,8 \tan 30^\circ) / 1,1 = 284,4$
 $\rightarrow T_d / R_{td} = 0,81 < 1,0$

unter Berücksichtigung des Spaltwasserdrucks
(2 Iterationen):

$$T_d = 231,3 \text{ kN/m}, N_k = 531,4 \text{ kN/m},$$

$$R_{td} = (573,8 \tan 30^\circ) / 1,1 = 278,9$$

$$\rightarrow T_d / R_{td} = 0,83 < 1,0$$

Einwirkungen			ständige BemSit	vorübergehende BemSit	außer-gewöhnl. BemSit
			S1	V1	A1
ständige	ungünstig	aktiver Erddruck	1,35	1,2	1,0
		Grundwasserdruck Z = 31,85 mNN		-	
		Sohlwasserdruck LS = 69,5 kN/m², WS = 69,5 kN/m²			
		Grundwasserdruck Z = 27,9 mNN	-	1,2	-
		Sohlwasserdruck LS = 30,0 kN/m², WS = kN/m²			
	günstig	Wasserstand im Becken Z = 31,85 mNN	1,35	-	1,0
		Eigengewicht		1,2	
veränderliche	ungünstig	Verkehrslast GOK	1,5	1,3	1,0
		Pollerzug		-	1,0
außergewöhnl.	ungünstig	ΔGW = +1,0m	-	-	1,0
		Sohlenwasserdruck ΔLS = 10 kN/m², ΔWS = 0 kN/m²			

Tabelle 6.9: Einwirkungen und zugehörige Teilsicherheitsbeiwerte - Gleiten

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZ 2 – Klaffende Fuge

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nachzuweisen, dass aus ständigen Einwirkungen in der Sohlfuge keine klaffenden Fugen auftreten ($e < b/6$). Die veränderlichen Einwirkungen brauchen gemäß Abschnitt 7.6.1 [DIN 1054; 2005] nicht berücksichtigt werden, somit entfällt die Bemessungssituation A1.

Es ergeben sich die in Tabelle 6.10 dargestellten Einwirkungskombinationen mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten.

Einwirkungskombination S1:
 $e = 0,58 \text{ m} < b/6 = 1,06 \text{ m}$

Einwirkungskombination V1:
 $e = 0,59 \text{ m} < b/6 = 1,06 \text{ m}$

			LF 1 - ständige BemSit	LF 2 - vorübergehende BemSit
			S1	V1
ständige Einwirkungen	ungünstig	Aktiver Erddruck	1,0	1,0
		Grundwasserdruck GW = 31,85		-
		Sohlwasserdruck LS = 69,5 kN/m ² , WS = 69,5 kN/m ²		
		Grundwasserdruck GW = 27,9 m NN	-	1,0
		Sohlwasserdruck LS = 30,0 kN/m ² , WS = 0 kN/m ²		
	günstig	Wasserstand im Becken W = 31,85 m NN	1,0	-
		Eigengewicht		1,0

Tabelle 6.10: Einwirkungen und zugehörige Teilsicherheitsbeiwerte – Klaffende Fuge

Nachweise zur Verschiebung in der Sohlfläche im GZ 2 brauchen gemäß [DIN 1054; 2003] Abschnitt 7.6.2 nicht geführt werden, da beim Nachweis der Gleitsicherheit keine Bodenreaktion an der Stirnseite angesetzt wird.

6.4.7.2 Nachweis nach DIN [1054; 1976]

Für die Nachweise der Lagesicherheit sind in Anlehnung an [Philipp Holzmann AG; 1999] die Einwirkungen gemäß Tabelle –6.11 zu berücksichtigen.

Im Rahmen der Nachweise ist zunächst zu zeigen, dass die Resultierende der Sohlruckschpannungen im Kern verbleibt (LF 1) bzw. mögliche Fugenklaffungen nicht über den Schwerpunkt hinausreichen (LF 2 und 3). Dies entspricht zulässigen Ausmitten der Sohlruckschpannungen von $e = b/6$ (LF 1) bzw. $e = b/3$ (LF 2 und LF 3) („Kippen“).

Außerdem ist nachzuweisen, dass die Resultierende der Horizontalkräfte durch Reibung in der Sohlfuge aufgenommen werden kann („Gleiten“). Hierbei sind folgende Sicherheitsbeiwerte einzuhalten:
 $\eta = 1,5$ (LF 1), $\eta = 1,35$ (LF 2), $\eta = 1,20$ (LF 3).

Für den Lastfall 1 ergibt sich:

$$e = 0,88 \text{ m} < b/6 = 1,06 \text{ m}, \quad \eta = 2,20 > 1,5$$

$$\rightarrow \eta_{\text{eff.}} / \eta_{\text{vorh.}} = 0,68 < 1,0$$

Lastfall 2a:

$$e = 1,15 \text{ m} < b/3 = 2,13 \text{ m}, \quad h\eta = 1,92 > 1,35$$

$$\rightarrow \eta_{\text{eff.}} / \eta_{\text{vorh.}} = 0,70 < 1,0$$

	Lastfall 1 ständige BS	Lastfall 2 vorüberg. BS		Lastfall 3 außergew. BS
		a	b	
Eigengewicht	X	X	X	X
aktiver Erddruck	X	X	X	X
Eigengewicht Boden	X	X	X	X
Wasserstand im Becken Z = 31,85 mNN	X	X	-	X
Sohlwasserdruck LS = 69,5 kN/m ² , WS = 69,5 kN/m ²	X	X	-	X
Sohlwasserdruck LS = 30 kN/m ² , WS = 0 kN/m ²	-	-	X	-
Grundwasserdruck GW = 31,85 mNN	X	X	-	X
Grundwasserdruck GW = 27,9 mNN	-	-	X	-
Verkehrslast GOK	X	X	X	X
Pollerzug	-	X	-	-
ΔGW = +1,0m	-	-	-	X
Sohlenwasserdruck ΔLS = 10 kN/m ² , ΔWS = 0 kN/m ²	-	-	-	X

Tabelle 6.11: Einwirkungen für den Nachweis der Lagesicherheit

Lastfall 2b:

$$e = 0,78 \text{ m} < b/3 = 2,13 \text{ m}, h\eta = 2,2 > 1,35$$

$$\rightarrow \eta_{\text{erf.}} / \eta_{\text{vorh.}} = 0,61 < 1,0$$

Lastfall 3:

$$e = 1,39 \text{ m} < b/3 = 2,13 \text{ m}, \eta = 1,48 > 1,20$$

$$\rightarrow \eta_{\text{erf.}} / \eta_{\text{vorh.}} = 0,81 < 1,0$$

unter Berücksichtigung des Spaltwasserdruckes
(1 Iteration):

$$e = 1,41 < b/3 = 2,13 \text{ m}, \eta = 1,46 > 1,20$$

$$\rightarrow \eta_{\text{erf.}} / \eta_{\text{vorh.}} = 0,82 < 1,0$$

6.4.7.3 Vergleich der Ergebnisse nach [DIN 1054; 2005] und [DIN 1054; 1976]

Ein Vergleich der Nachweise zur Kippsicherheit bzw. Ausmitte der Sohlspannungsergebnisse ist nicht ohne weiteres möglich. Während in der alten Norm nach Lastfällen unterschieden wird (zulässige Ausmitte $e = b/6$ (LF 1) bzw. $e = b/3$ (LF 2)) unterscheidet die neue Norm nach Grenzzuständen (GZ des Verlustes der Lagesicherheit bzw. der Gebrauchstauglichkeit). Gerechnet wird jeweils mit charakteristischen Schnittgrößen. Im GZ der Lagesicherheit sind für jeden Lastfall Ausmitte bis zu $b/3$ erlaubt. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind für jeden Lastfall Ausmitte

ten von maximal $b/6$ erlaubt; es müssen jedoch nur die ständigen Einwirkungen angesetzt werden.

Zusätzlich ist die Einwirkung „Pollerzug“ im Vergleich von [DIN 19702; 1992] und [ZTV-W 215; 2005] unterschiedlich einzuordnen.

Es zeigt sich jedoch, dass die Berechnung sowohl nach alter als auch nach neuer Norm größenordnungsmäßig gleiche Ergebnisse liefert. Dies gilt auch für die Gleitsicherheit ($\eta = 0,82$ nach [DIN 1054; 1976]; $\eta = 0,83$ nach [DIN 1054; 2005]). Die ungünstigsten Gleitsicherheiten ergeben sich für den Lastfall 3 bzw. die Einwirkungskombination A1.

6.5 Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht stellt beispielhaft für ausgewählte Bauteile des Neubaus der Wehranlage Raffelberg/Ruhr eine Berechnung nach neuer Normengeneration vor und liefert einen Vergleich der erforderlichen Nachweise nach alter und neuer Normengeneration. Als charakteristische Bauteile wurden ein Ausschnitt des Wehrkörpers sowie eine oberwasserseitige Ufermauer ausgewählt. Folgende Nachweise wurden verglichen:

Wehrkörper:

Biege- und Schubbemessung inkl. Rissbreitenbeschränkung nach [DIN 1045-1; 2001] sowie [DIN 1045; 1988]

Ufermauer:

Biege- und Schubbemessung inkl. Rissbreitenbeschränkung nach [DIN 1045-1; 2001] sowie [DIN 1045; 1988] und Nachweise der Lagesicherheit gemäß [DIN 1054; 2005] sowie [DIN 1054; 1976]

Folgende Ergebnisse wurden ermittelt:

Wehrkörper

Die maßgeblichen Einwirkungskombinationen sind nach alter und neuer Norm die gleichen. Insgesamt fallen die Bemessungsergebnisse nach neuer Norm günstiger aus als die Ergebnisse der alten Norm. Der Unterschied beträgt für die Biegebewehrung zwischen 0 und 11 %. Die Differenzen sind dadurch zu erklären, dass ein fiktiver, globaler Sicherheitsbeiwert nach neuer Norm in Abhängigkeit vom Verkehrslastanteil etwas geringer als nach alter Norm ist. Im vorliegenden Fall ist der Verkehrslastanteil im Vergleich zur ständigen Last sehr klein, sodass ein fiktiver, globaler Sicherheitsbeiwert im Bereich $\gamma = 1,4$ liegt (z. Vgl. „alte“ Norm: $\gamma = 1,52$). Der prozentuale Unterschied der Sicherheitsbeiwerte (ca. 10 %) liegt somit größenordnungsmäßig im Bereich der Bewehrungseinsparung nach neuer Norm. Lediglich bei der Schub- bzw. Querkraftbemessung fallen die Ergebnisse in Bereichen in denen Schubbe-

wehrung erforderlich ist, ungünstiger aus, als nach alter Norm. Hierbei ist jedoch anzumerken, dass der im Rahmen der vorliegenden Nachweise ermittelte Wert durch Variation der Druckstrebenneigung nach unten korrigiert werden kann. Aus den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung ergeben sich weder nach alter noch nach neuer Norm Zuwächse zur statisch erforderlichen Bewehrung. Allerdings sind im Bereich der Flusspfeiler Zulagen infolge konstruktiver Mindestbewehrung nach [ZTV-W 215; 1998] bzw. [ZTV-W 215; 2004] erforderlich (jeweils Erhöhung von ca. 12,0 cm²/m auf ca. 20 cm²/m).

OW-seitige Ufermauer

- Stahlbetonbemessung:
Die Bemessung nach neuer Norm ergibt einen leicht größeren Bewehrungsgehalt als nach alter Norm ($A_{s,neu} = 14,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ im Vgl. zu $A_{s,alt} = 13,6 \text{ cm}^2/\text{m}$). Die Erklärung hierfür liegt in der Neuordnung der Einwirkung „Pollerzug“ als veränderliche Einwirkung in der Bemessungssituation 1. Gemäß [DIN 19702; 1992] war diese Einwirkung als LF 2 zu betrachten und somit Einwirkungskombinationen mit „Pollerzug“ mit einem geringeren Sicherheitsbeiwert zu belegen. Allerdings ist bei der vorliegenden Winkelstützmauer die konstruktive Mindestbewehrung nach [ZTV-W 215; 2004] maßgeblich ($A_s = 15,0 \text{ cm}^2/\text{m}$). Schub- bzw. Querkraftbewehrung ist weder nach alter noch nach neuer Normung erforderlich.
- Nachweise der Lagesicherheit:
Bei den Nachweisen der Ausmitte der Sohlspannungsergebnissen liefern die Berechnungen nach neuer [DIN 1054; 2005] trotz veränderten Nachweiskonzeptes größenordnungsmäßig ähnliche Ergebnisse wie nach alter [DIN 1054; 1976].

Beim Nachweis der Gleitsicherheit liefern die Berechnungen für die ungünstigsten Lastfälle bzw. Einwirkungskombinationen nahezu gleiche Ergebnisse.

7 Hinweise zu Beton und Bauausführung bei Wasserbauwerken

7.1 Allgemeines

Zum 1. Januar 2005 ist die neue Normengeneration im Betonbau zusammen mit ergänzenden wasserbauspezifischen Regelungen in den Geschäftsbereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) eingeführt worden. Übergangsweise wurden bereits ab Mai 2004 erste Bauwerke der WSV nach neuer Norm konzipiert und ausgeschrieben. Bei einer größeren Zahl von Baumaßnahmen sind die Planung sowie die Ausschreibung und Vergabe bereits nach neuer Norm durchgeführt worden. Für die eigentliche Ausführung, also den Entwurf und die Herstellung des Betons sowie die eigentliche Bauausführung, sind die Praxiserfahrungen jedoch bislang auf einige wenige Maßnahmen beschränkt.

Nachfolgend werden Hinweise und Hintergrundinformationen zu wesentlichen Regelungen der neuen Normung und zu deren Anwendung gegeben. Berücksichtigt werden hierbei auch die zum 1. Januar 2005 erschienene A1-Änderung zur [DIN 1045-2; 2001] und die im August 2005 veröffentlichte neue [DAfStb RL MB; 2005].

7.2 Anforderungen an den Beton

Die Anforderungen an Betone für Wasserbauwerke werden in Teil 2 der [ZTV-W 215; 2004] geregelt. Die ZTV nimmt diesbezüglich vor allem Bezug auf

- die europäische Betonnorm [DIN EN 206-1; 2001]
- das zugehörige nationale Anwendungsdokument [DIN 1045-2; 2001]
- ergänzende Regelungen für massige Bauteile in [DAfStb RL MB; 2005]
- wasserbauspezifische Festlegungen zur Frostprüfung von Beton in [BAW MFB; 2004].

Betone für Wasserbauwerke unterliegen besonderen Beanspruchungen, wie sie in anderen Baubereichen wie dem Hoch- und Ingenieurbau oder dem Brückenbau in dieser Form bzw. Intensität nicht vorkommen. Zu nennen sind hier in erster Linie intensive Frostbeanspruchungen auf Grund hoher Sättigungsgrade in Verbindung mit häufigen Frost-Tauwechseln auf Grund betriebs- bzw. gezeitenbedingter Wasserstandsänderungen, aber auch mechanische Beanspruchungen durch Schiffsanfahrt oder Geschiebetransport. Die Dauerhaftigkeit eines Betons wird in erster Linie durch die Wahl der Ausgangsstoffe und den Wasser/Bindemittel-Wert bestimmt. Hinsichtlich Art und Qualität der Betonausgangsstoffe enthält die [ZTV-W 215; 2004] ergänzende Regelungen zu [DIN EN 206-1; 2001] und [DIN

1045-2; 2001] wie beispielsweise Einschränkungen bei Zementen und Betonzusatzstoffen. Bei den Anforderungen an die Betonzusammensetzung werden hingegen die Normanforderungen im Wesentlichen übernommen. Abweichungen gibt es hier lediglich

- bei den Expositionsklassen XD3 und XS3 mit der Forderung nach Verwendung bestimmter Ausgangsstoffe (Zemente mit Hüttensandanteil $\geq 21\text{M-}\%$ bzw. Mindestflugaschegehalt von 50 kg/m^3) zur Sicherstellung eines angemessenen Chloriddiffusionswiderstandes und
- bei den Expositionsklassen XF3 und XF4, bei denen ergänzend der Nachweis des Frostwiderstands des Betons nach CIF- bzw. CDF-Verfahren gefordert wird. Prüfverfahren und zugehörige Prüfkriterien sind in [BAW MFB; 2004] niedergelegt.

Die Dauerhaftigkeit eines Bauteils wird nicht allein durch die Dauerhaftigkeit des Betons an sich, sondern auch durch die Anzahl und Breite etwaiger Risse beeinflusst. Risse entstehen bei massigen Bauteilen, wie sie im Wasserbau der Regelfall sind, insbesondere im jungen Alter durch Zwang infolge Hydratationswärme. Beim Bau solcher Bauteile müssen deshalb Anstrengungen unternommen werden, derartige Zwangsspannungen möglichst gering zu halten. Aus betontechnologischer Sicht sind zur Reduzierung von Zwangsspannungen aus Hydratationswärme vorrangig die Frischbetontemperatur und die adiabatische Temperaturentwicklung niedrig zu halten. Teil 2 der [ZTV 215; 2004] enthält diesbezüglich für massige Bauteile (kleinste Abmessung $> 0,80\text{ m}$) entsprechende Regelungen:

- Die Frischbetontemperatur wird auf maximal $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ begrenzt.
- Die adiabatische Wärmeentwicklung des Betons wird limitiert, wobei diese Limitierung wegen der unterschiedlichen Anforderungen an den Mindestzementgehalt expositionsklassenspezifisch erfolgt. Die [ZTV-W 215; 2004] enthält in Tabelle 2.2 Vorgaben für wasserbautypische Expositionsklassenspektren (siehe Tabelle 7.1). Für Bauteile mit Expositionsklassenspektren, die hier nicht abgebildet sind, müssen vom Auftraggeber in der Baubeschreibung angemessene Werte vorgegeben werden.

Die Anforderungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit des Betons an sich und der Minimierung der Hydratationswärmeentwicklung sind u. a. hinsichtlich Bindemittelart, Bindemittelgehalt oder Wasser/Bindemittel-Wert gegenläufig. Es gilt hier also, einen möglichst optimalen Kompromiss zu finden. Das Fenster, welches dem

1	2	3	4	5
Beton mit Expositionsklassen	Beispiel (informativ)	$\Delta T_{\text{qadiab},7d}$	$\Delta T_{\text{qadiab},7d} + T_{\text{Beton}}$	$f_{\text{cm},28d}^{1)}$
	---	K	°C	N/mm ²
XC1 / XC2	Schleusensohle	≤ 31	≤ 53	≤ 41
XC1 / XC2 + XA1	Schleusensohle in chemisch schwach angreifender Umgebung	≤ 36	≤ 56	≤ 46
XC 1...4 + XF3 (+ XM1)	Schleusenkammerwand zwischen UW und OW	≤ 41	≤ 61	≤ 46
XC 1...4 + XF4 + XS3 + XA2 (+ XM1)	Vertikale Flächen im Wasserwechselbereich von Meerwasser	≤ 43	≤ 63	≤ 46
XC 1...4 + XF4 + XD3 (+ XM1)	Horizontale Flächen mit Tausalzbeanspruchung	≤ 43	≤ 63	≤ 46
¹⁾ Hinsichtlich des Zeitpunktes für den Nachweis der Festigkeitsklasse siehe Abschnitt 5.5				

Tabelle 7.1: Anforderungen an Beton für massive Bauteile (Abmessung > 0,80 m) ([ZTV-W 215;2004], Tabelle 2.2)

Betontechnologen für die Betonkonzeption zur Verfügung steht, ist bei bestimmten Expositionsklassen vergleichsweise klein. Dies betrifft insbesondere massive Bauteile, die eine intensive Frostbeanspruchung erfahren (XF3, XF4). Typisches Beispiel ist hier die Schleusenkammerwand im Bereich zwischen Unter- und Oberwasserstand. Bei einer Frischbetontemperatur von 25 °C und einer maximalen Temperatur im Bauteil von 61 °C gemäß Tabelle 1, Spalte 4, darf die quasiadiabatische Temperaturerhöhung $\Delta T_{\text{qadiab},7d}$ nach 7 Tagen maximal 36 K betragen; bei einer Frischbetontemperatur von 20 °C wäre immer noch ein $\Delta T_{\text{qadiab},7d}$ von 41 K einzuhalten. Frischbetontemperaturen von weniger als etwa 22 °C können zumindest bei Betonagen zwischen Frühjahr und Herbst zielsicher nur eingehalten werden, wenn Einrichtungen zur Kühlung des Betons bereitgehalten und im Bedarfsfall eingesetzt werden. Derartige Einrichtungen müssen vom Auftraggeber ausgeschrieben werden (siehe [STLK 215; 2004]).

Die Einhaltung eines $\Delta T_{\text{qadiab},7d}$ von 41 K ist bei einem Mindestzementgehalt von 300 kg/m³, wie er für massive Bauteile in [DAfStb RL MB; 2005], Tabelle F.2.2, für XF3 gefordert wird, und den für diese Exposition in Frage kommenden Zementen (CEM I, CEM II und CEM III mit Hüttensandgehalten von maximal etwa 50 bis 55 M-%) nicht immer zu realisieren. In solchen Fällen sollte von der in [DIN 1045-2; 2001] eingeräumten Möglichkeit Gebrauch gemacht werden, Zement bis zu einem Mindestzementgehalt von 270 kg/m³ durch Flugasche zu ersetzen. Dies ist im Hinblick auf die Hydratationswärmeentwicklung günstig, weil Flugasche in den ersten Tagen nach dem Betonieren keinen nennenswerten Beitrag zur Wärmeentwicklung leistet.

Betonrezepturen mit 270 bis 290 kg/m³ Zement (zumeist CEM III/A), einem Flugaschegehalt von 30 bis 60 kg/m³, einem Wasser/Bindemittel-Wert von maximal 0,55 und Luftporenbildner sind in den letzten etwa 25 Jahren innerhalb der WSV beim Bau der meisten frostbeanspruchten Bauteile von Wasserbauwerken eingesetzt worden. Gerade in den letzten Jahren wurde allerdings auch verschiedentlich festgestellt, dass die Ausbildung eines stabilen Luftporensystems in LP-Betonen durch die Verwendung bzw. Kombination bestimmter Flugaschen und/oder Betonzusatzmittel ungünstig beeinflusst zu werden scheint. Bislang ist es diesbezüglich jedoch noch nicht gelungen, die Ursachen eindeutig zu identifizieren und entsprechende Anforderungskriterien zu erstellen. Es muss allerdings auch beachtet werden, dass derartige Betonzusammensetzungen zumeist nicht zum Standardangebot der Transportbetonhersteller gehören. Diese Betone werden vielfach gezielt für einzelne Bauvorhaben der WSV konzipiert, weshalb Langzeiterfahrungen mit solchen Mischungen und eine kontinuierliche Mischungsoptimierung oftmals nicht gegeben sind. Bei der Betonkonzeption werden vom Betonlieferanten in einem ersten Schritt im Regelfall die im Betonwerk verfügbaren Ausgangsstoffe berücksichtigt, was nicht immer zu einem technisch optimalen Ergebnis führt. Die Suche nach unter technischen Gesichtspunkten möglicherweise geeigneteren Alternativen für Betonausgangsstoffe (insbesondere Zement, Flugasche, Zusatzmittel) bzw. Ausgangsstoffkombinationen wird auf Grund wirtschaftlicher Erwägungen vielfach unterlassen bzw. diesen untergeordnet. Die bauausführende Firma als Auftraggeber des Transportbetonherstellers und die WSV als Auftraggeber der bauausführenden Firma sind des-

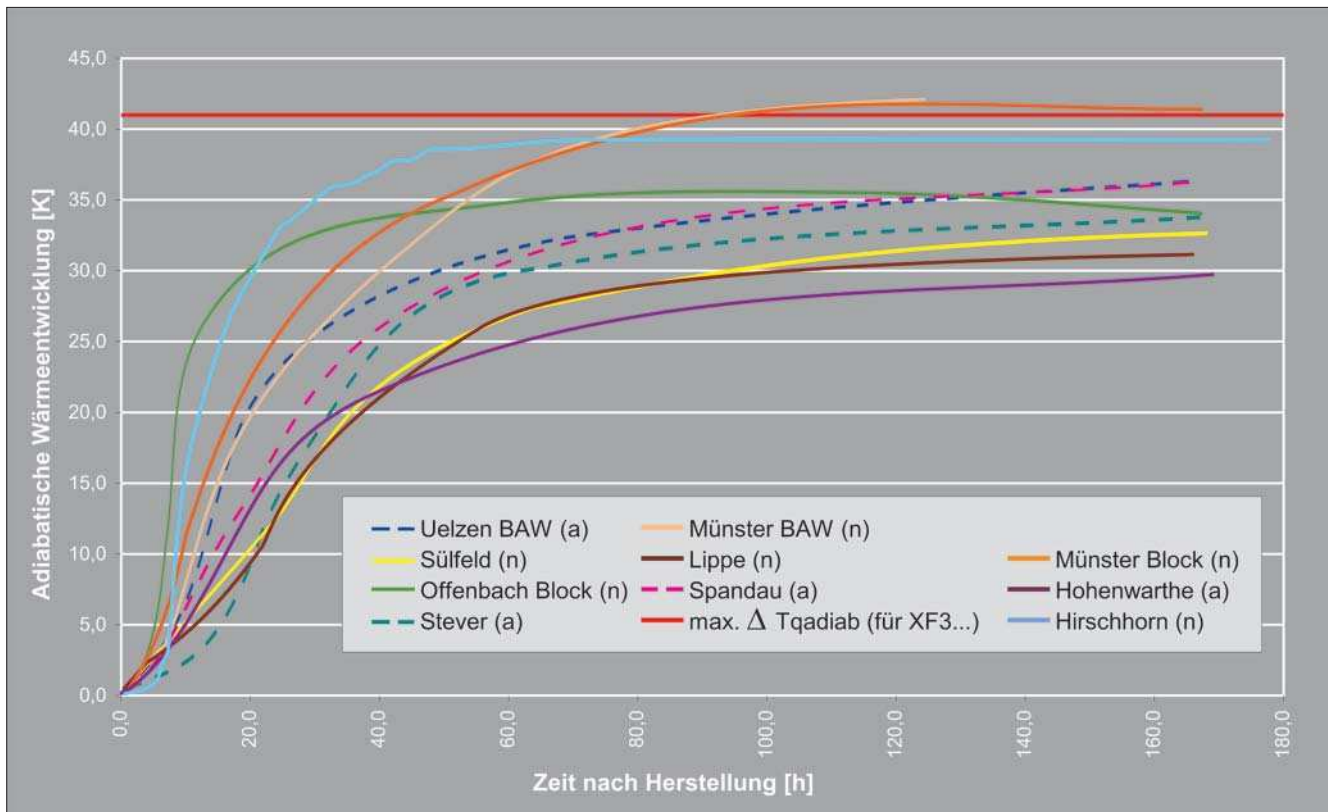


Bild 7.1: Adiabatische Wärmeentwicklung von XF3-Betonen für aktuelle Bauvorhaben der WSV

halb gut beraten, wenn aus diesen Gründen oftmals resultierende Anlaufschwierigkeiten in der Bauablaufplanung durch entsprechende Zeitansätze hinreichend berücksichtigt werden. Nicht unerwähnt bleiben soll, dass es auch heute durchaus noch bauausführende Firmen gibt, welche die Bedeutung der Betonoptimierung für große Wasserbauvorhaben und deren Vorteile für beide Vertragsparteien erkennen. So wurde beispielsweise für den Neubau der Doppelschleuse Hohenwarthe ein eigens für dieses Bauvorhaben konzipierter Zement (Sondermahlung) eingesetzt, für den Neubau der Schleuse Münster ist eine vergleichbare Vorgehensweise geplant.

In Bild 7.1 ist die adiabatische Wärmeentwicklung verschiedener Betone aus aktuellen bzw. in den letzten Jahren realisierten Baumaßnahmen der WSV dargestellt. Hierbei handelt es sich um Betone für Bauteile wie Schleusenkammerwände im Bereich zwischen Unter- und Oberwasserstand, Brückenpfeiler im Wasserwechselbereich oder Wände von Durchlässen, die neben Carbonatisierung (XC) und ggf. mechanischem Angriff aus Schiffsanfahrt (XM1) als maßgebliche Exposition eine Frostbeanspruchung in Verbindung mit hohen Wassersättigungsgraden erfahren (XF3 nach neuer Betonnormung). Die Temperaturverläufe für Betone, die hinsichtlich Ausgangsstoffen und Zusammensetzung den Anforderungen der [ZTV-W 215; 1998] entsprechen, sind in Bild 7.1 mit „(a)“, die nach neuer [ZTV-W 215; 2004] mit „(n)“ gekennzeichnet.

In Tabelle 7.2 sind die zugehörigen Betonzusammensetzungen und maßgebliche Kennwerte aufgeführt.

Die Bestimmung der Wärmeentwicklung erfolgte analog zu den Vorgaben der [ZTV-W 215; 2004] vorzugsweise an großformatigen, wärmeisolierten Betonblöcken ($2 \times 2 \times 2 \text{ m}^3$); alternativ kann im Bauvertrag die rechnerische Bestimmung oder die Bestimmung im adiabatischen Betonkalorimeter vereinbart werden. Der Grenzwert für die adiabatische Temperaturerhöhung innerhalb der ersten sieben Tage $\Delta T_{\text{qadiab}, 7\text{d}}$ für das für derartige Bauteile relevante Expositionsklassenspektrum beträgt gemäß [ZTV LB 215; 2004] 41 K. Dieser Grenzwert wird mit Ausnahme der in einem ersten Entwurf für die Schleuse Münster vorgesehenen Betone in allen Fällen eingehalten.

Über die Größenordnung der adiabatischen Temperaturentwicklung im jungen Alter entscheidet nicht nur die Art der Hauptbestandteile des gewählten Zementes, wie beispielsweise der Hüttensandgehalt, sondern u. a. auch dessen Mahlfineinheit. Ein Beton mit CEM II/B-S kann deshalb beispielsweise bei gleichem Zementgehalt durchaus eine gleiche oder sogar günstigere (geringere) Wärmeentwicklung in den ersten Tagen nach dem Betonieren aufweisen wie ein CEM III/A.

Die Anforderungen hinsichtlich der Begrenzung der Hydratationswärmeentwicklung führen dazu, dass in der Praxis Betonzusammensetzungen Verwendung finden, bei denen die unter Dauerhaftigkeitsaspekten

Bauvorhaben	Bauteil	Zementart		Fluga- sche	W/Z- Wert	LP-Be- ton	Druckfestigkeit				adiabatische Wärmeentwicklung			
		Art	Gehalt				2d	7d	28d	56d	Bestim- mung ¹⁾	T ₀	T _{max}	ΔT
		---	kg/m ³	kg/m ³	---	---	N/mm ²				---	°C	°C	K
Schleuse Mün- ster	Kammer- wand	CEM III/A 32,5 N	310	---	0,53	X	12	27	45		K (BAW)	23	65	42
Schleuse Mün- ster	Kammer- wand	CEM II/B-S 32,5 N	310	---	0,53	X					B (AN)	20	61	41
Schleuse Uelzen II	Kammer- wand	CEM II/B-S 32,5 R	270	---	0,53	X	---	20	33	35	K (BAW)	20	56	36
Schleuse Sülfeld	Kammer- wand	CEM III/A 32,5	330	---	0,50	X	4	16	26	30	K (BAW)	20	52	32
Kanalbrücke Lippe	Pfeilerbeton	CEM III/A 32,5 (60%)	300	50	0,53	---	6	21	39	43	K (BAW)	20	50	31
Schleuse Hohenwarthe	Kammer- wand	CEM III/A 32,5 NW/NA (63%)	270	80	0,48	---	---	23	38	42	K (BAW)	23	53	30
Schleuse Spandau	Kammer- wand	CEM III/A 32,5 NA	310	---	0,48	X	---	15	26	31	K (BAW)	19	55	36
Schleuse Offenbach	Kammer- wand	CEM I 32,5 R	290	60	0,53	X	16	25	33	36	B (AN)	25	61	36
Steuer- Durchlass	Pfeiler	CEM III/A 32,5 (63%)	320	50	0,49	X	---	---	42	48	K (BAW)	21	59	38
Schleuse Hirschhorn	Kammer- wand	CEM II/B-S 32,5 R	320	---	0,53	X	14	26	35	40	B (AN)	27	67	40
Schleuse Hirschhorn	Planie (XF3)	CEM II/B-S 32,5 R	330	---	0,53	X	17	27	37		B (AN)	30	72	42

¹⁾ K (BAW): Bestimmung mittels adiabatischem Betonkalorimeter durch BAW; B (AG): Bestimmung am Betonblock 2x2x2 m³ durch bauausführende Firma

Tabelle 7.2: Zusammensetzung und Kennwerte von XF3-Betonen für aktuelle Bauvorhaben der WSV

festgelegten Mindestanforderungen gemäß [DIN 1045-2; 2001] bzw. [ZTV-W 215; 2004] zumeist gerade eben eingehalten werden. Hinzu kommt, dass im Hinblick auf die Hydratationswärmeentwicklung z. T. langsam erhärtende Bindemittel verwendet werden, deren Stärken nicht unbedingt im Frostwiderstand zu suchen sind. Da auf der anderen Seite die Frostbeanspruchung von Wasserbauwerken auf Grund hoher Wassersättigungsgrade des Betons und betriebs- bzw. gezeitenbedingt häufiger Frost-Tau-Wechsel vergleichsweise hoch ist, wird in der [ZTV-W 215; 2004] ergänzend für XF3- und XF4-Betone eine Frostprüfung nach dem CDF-/CIF-Verfahren gefordert. Die anfänglich vergleichsweise konservativ festgelegten Abnahmekriterien für diese seit 1997 in der WSV eingesetzten Frostprüfverfahren wurden mit Einführung des BAW-Merkblattes „Frostprüfung“ ([BAW MFB; 2004]) Anfang 2005 angepasst. Betone, die den aktuellen Anforderungen nicht genügen, sollten auch bei regelwerkskonformer Zusammensetzung für frostbeanspruchte Bauteile mit den Expositionsklassen XF3 bzw. XF4 nicht eingesetzt werden.

Der Nachweis der Druckfestigkeitsklasse ist gemäß [DIN 1045-2; 2001] an Probekörpern im Alter von 28 Tagen zu führen. Bei langsam und sehr langsam erhärtenden Betonen (Festigkeitsentwicklung $r = f_{cm,2}/f_{cm,28} < 0,30$) ist gemäß A1-Änderung zur [DIN 1045-2; 2001] für bestimmte Expositionsklassen eine um eine Klasse niedrigere Mindestdruckfestigkeitsklasse einzuhalten. Auch hier ist aber der Nachweis der Druckfestigkeits-

klasse an Prüfkörpern mit einem Alter von 28d zu führen. Abweichungen von diesem Prüfalter sind nur für Betone gemäß [DAfStb RL MB; 2005] zulässig. Bei Anwendung dieser Richtlinie ist ein Nachweis im Alter von 56 bzw. 91d gestattet, wobei die [ZTV-W 215; 2004] den Nachweis im Alter von 91d von der Zustimmung des Auftraggebers abhängig macht.

7.3 Bauausführung

Teil 3 der [ZTV-W 215; 2004] enthält in Ergänzung zu [DIN 1045-3; 2001] wasserbauspezifische Regelungen zur Bauausführung.

Mit der ZTV-Forderung nach Aufstellung eines Betonierkonzeptes spätestens vier Wochen vor dem ersten Betoneinbau und eines Betonierplans spätestens drei Tage vor jedem Betoniertermin durch die bauausführende Firma wird aus Sicht des Auftraggebers das Ziel verfolgt, mit einer gewissen Systematik rechtzeitig Informationen über die beabsichtigte Vorgehensweise der bauausführenden Firma zu erlangen und ggf. noch eingreifen zu können. Das Betonierkonzept soll grundsätzliche Aussagen zu Betonherstellung und -einbau enthalten (Transport- oder Baustellenbeton, Art der Betonförderung auf der Baustelle durch Pumpen oder Kübel etc.), während der Betonierplan sich mit den spezifischen Aspekten für den einzelnen Betonierabschnitt befasst (Zeitplan, Personal, Berücksichtigung von Witterungseinflüssen). Einzelheiten sind in einer Anlage zur [ZTV-W LB 215; 2004] geregelt. Betonierkonzept

und Betonierplan als Bestandteile des Qualitätssicherungsplans sind bei den ersten Baumaßnahmen nach neuer [ZTV-W 215; 2004] erfolgreich umgesetzt worden.

Ein häufig diskutierter Aspekt der Bauausführung ist die sicherlich arbeitsintensive Behandlung von Arbeitsfugen (siehe [ZTV-W 215; 2004], Teil 3, Abschnitt 8.4). Neben einer ausreichenden Nachbehandlung des Betons auch im Arbeitsfugenbereich ist insbesondere der Vorbehandlung der Arbeitsfuge vor dem nächsten Betonieren erhöhte Aufmerksamkeit zu schenken. Bei nicht mit Streckmetall abgeschalteten Arbeitsfugen ist das Grobkorngerüst des Betons vor dem An- bzw. Aufbetonieren freizulegen. Nach Abschluss der Vorbehandlung müssen also auch Körner der oberen Siebgröße (D) zumindest kuppenartig frei liegen. Diese Vorbehandlung ist erforderlich, weil sich an der Oberseite von Betonierabschnitten beispielsweise auf Grund von Wasserabsonderung, Sedimentation oder Schaumbildung geringer feste Schichten mit Dicken bis in den Zentimeterbereich hinein ausbilden können, die sowohl unter statischen wie dauerhaftigkeitsrelevanten Aspekten Schwachstellen darstellen können. (Bild 7.2)



Bild 7.2: Nicht vorbereitete (Bild links) bzw. fachgerecht vorbereitete Arbeitsfugenflächen (Bild rechts)

Die Vorbehandlung der Arbeitsfugen erfolgt zweckmäßigerweise bereits wenige Tage nach dem Betonieren, wenn der Beton eine noch vergleichsweise geringe Festigkeit besitzt. Als Verfahren bietet sich hier das Hochdruckwasserstrahlen an. Nach dem Freilegen des Grobkorngerüsts ist die Nachbehandlung der Betonflächen bis zum Ende der planmäßigen Nachbehandlungsdauer fortzusetzen. Unmittelbar vor dem Betonieren sind die Arbeitsfugenflächen ggf. nochmals zu reinigen. Eine nicht sachgemäße Behandlung der Arbeitsfugen kann mittel- und langfristig zu Dauerhaftigkeitsproblemen wie Durchströmungen des Bauteils oder frostbedingten Abwitterungen von der Bauteiloberfläche in das Bauteil hinein führen.

Zur Erzielung einer sauberen Begrenzung horizontaler Arbeitsfugen an der Bauteiloberfläche hat sich die Einlage von Rechteckleisten (Dachlattenquerschnitt) an der Schalung an der Obergrenze des Betonierabschnittes bewährt. Bild 7.3 zeigt eine solche Arbeitsfuge, bei der die Holzlatte bereits entfernt und das Grobkorngerüst des Betons freigelegt worden ist. Zu bemängeln ist an diesem Beispiel allerdings, dass die Abstellung mittels Rechteckleiste nur annähernd gerade ausgeführt worden ist.



Bild 7.3 Arbeitsfuge nach Entfernen der Begrenzung (Dachlatte) und Vorbehandlung

Vertikale bzw. stark geneigte Arbeitsfugen sollen gemäß [ZTV-W 215; 2004], Teil 3, Abschnitt 8.4, mittels Streckmetall als verlorene Schalung abgeschalt werden. Mehrfachlagen von Streckmetall, wie sie beispielsweise bei Durchführungen von Bewehrung oftmals zu sehen sind, sollten hierbei allerdings unbedingt vermieden werden, da zwischen solchen Mehrfachlagen oftmals Hohlräume im Beton mit nachteiligen Folgen für die Dauerhaftigkeit verbleiben.

Bei den Anforderungen an die Nachbehandlung des Betons orientiert sich Teil 3 der [ZTV-W 215; 2004] wie die [DIN 1045-3; 2001] an der Erhärtungscharakteristik des Betons. In der [ZTV-W 215; 2004] wurden die Anforderungen an die Nachbehandlungsdauer wegen der besonderen Beanspruchungen der Bauteile von Wasserbauwerken und der hohen Relevanz der Nachbehandlung für deren Dauerhaftigkeit schärfer formu-

liert als in [DIN 1045-3; 2001]. Um sicherzustellen, dass gerade in den ersten Tagen nach dem Betonieren auch tatsächlich eine wirksame Nachbehandlung erfolgt, wurde bei geschalteten Bauteilflächen in Ergänzung zu [DIN 1045-3; 2001] zudem eine Mindestdauer des Belassens in der Schalung festgelegt. Grund hierfür ist, dass bei Nachbehandlung durch Belassen in der Schalung, anders als bei nahezu allen anderen Nachbehandlungsverfahren, die Wirksamkeit der Nachbehandlung durch den Bauablauf oder äußere Einflüsse kaum beeinträchtigt werden kann (Ausführungswahrscheinlichkeit nahe 100 %).

7.4 Ausschreibung

Die Anforderungen an den Beton und an die Ausführung von Betonarbeiten für Wasserbauwerke werden über die [ZTV-W 215; 2004] umfassend beschrieben. Die Vereinbarung weitergehender bzw. abweichender Anforderungen über den Bauvertrag hinaus ist **im Regelfall nicht erforderlich** und kann sehr rasch zu Problemen und Widersprüchen im komplexen Anforderungssystem führen. Die Vorgabe eines Zementes CEM I bei massigen Bauteilen kann beispielsweise zur Folge haben, dass die Kriterien hinsichtlich der adiabatischen Temperaturerhöhung nicht eingehalten werden können. Die Vorgabe eines CEM III/B für Bauteile mit der Expositionsklasse XF3 oder XF4 kann dazu führen, dass ein Nachweis des Frostwiderstands gemäß BAW-Merkblatt nicht erbracht werden kann. Sofern ergänzender Regelungsbedarf über den Bauvertrag besteht, wird hierauf in der [ZTV-W 215; 2004] bzw. im zugehörigen Standardleistungskatalog direkt oder indirekt hingewiesen (siehe beispielsweise [ZTV-W 215; 2004], Absatz (63)).

Bei der Ausschreibung von Beton nach [STLK 215; 2004] war es bislang üblich, eine bestimmte Betonfestigkeitsklasse explizit vorzugeben. Bei Anwendung der neuen Norm ist zu unterscheiden nach Festigkeitsanforderungen aus Statik und Festigkeitsanforderungen aus Dauerhaftigkeit. Festigkeitsanforderungen, die aus statischen Überlegungen resultieren, müssen in der Ausschreibung angegeben und als solche gekennzeichnet werden (z. B.: Mindestdruckfestigkeitsklasse aus Statik: C25/30).

Die Mindestdruckfestigkeitsklasse aus Dauerhaftigkeit ergibt sich hingegen indirekt über die dem Bauteil zugeordneten Expositionsklassen aus [DIN 1045-2; 2001], Tabellen F.2.1 und F.2.2, bzw. den entsprechenden Tabellen in der [DAfStb RL MB; 2005]. Die Dauerhaftigkeit eines Betons wird in erster Linie bestimmt durch den Wasser/Bindemittel-Wert, die Zementart und den Zementgehalt. Für den Wasser-Bindemittelwert als maßgebliche Dauerhaftigkeitsgröße stehen bis heute keine praxisgeeigneten Prüfverfahren zur Überwachung seiner Einhaltung zur Verfügung. Da die Druckfestigkeit ebenfalls in Relation zum Wasser/

Bindemittel-Wert steht, versucht man deshalb, über die Festlegung von Anforderungen an die Festigkeit indirekt die Einhaltung des Wasser/Bindemittel-Wertes sicherzustellen (Druckfestigkeit als Kontrollinstrument für den Wasser/Bindemittel-Wert). Eine explizite Vorgabe der Druckfestigkeit unter Dauerhaftigkeitsaspekten ist **nicht erforderlich** und sollte auch unterlassen werden, weil hierdurch der durch die Norm vorgegebene Ermessensspielraum der bauausführenden Firma unnötig eingeschränkt werden könnte. Bei den Expositionsklassen XF3 und XM2 sind beispielsweise je nach weiterer Ausprägung unterschiedliche Wasser/Bindemittel-Werte und damit unterschiedliche Mindestdruckfestigkeitsklassen möglich. So steht es dem Auftragnehmer bei einem Beton der Expositionsklasse XF3 z. B. frei, diesen mit oder ohne Luftporenbildner herzustellen. Im ersten Fall ist unter Dauerhaftigkeitsaspekten mindestens eine Druckfestigkeitsklasse C25/30, im zweiten Fall mindestens C35/45 nachzuweisen.

Bei der Erstellung der Ausschreibung bzw. des Bauvertrages ist grundsätzlich zu beachten, dass über [DIN EN 206-1; 2001] und [DIN 1045-2; 2001] hinausgehende Vorgaben und Einschränkungen hinsichtlich des Betons im ungünstigen Fall dazu führen können, dass unter vertragsrechtlichen Gesichtspunkten der „Beton nach Eigenschaften“ verlassen und an dessen Stelle der „Beton nach Zusammensetzung“ tritt, was zu einer signifikanten Verlagerung der Verantwortlichkeiten für die Betoneigenschaften vom Auftragnehmer auf den Auftraggeber führen würde. Mit den zusätzlichen Anforderungen der [ZTV-W LB 215; 2004] bewegt man sich diesbezüglich bereits nahe am Grenzbereich, weitergehende Anforderungen sollten auf begründete Ausnahmefälle beschränkt bleiben.

Irritationen hat es verschiedentlich auch bei der Ausschreibung von Prüfungen für Eignungs- und Gütenachweise für Ausgangsstoffe und Betone nach neuer Betonnormung gegeben. Generell gilt, dass nur die nicht gemäß [ATV DIN 18331; 2002] als Nebenleistungen zu erbringenden Nachweise explizit ausgeschrieben werden müssen. Hierfür sind im [STLK 215; 2004] zwei entsprechende Positionen enthalten (Nr. 215 750 / Zusätzliche Eignungsnachweise und Nr. 215 755 / Zusätzliche Gütenachweise). Diese Positionen müssen pauschal formuliert sein, weil Art und Umfang der Nachweise zum Teil abhängig sind von Entscheidungen des Auftragnehmers. So sind bei XF3-Betonen beispielsweise nur Frostprüfungen im Rahmen der Überwachung der Ausführung durch das bauausführende Unternehmen erforderlich, wenn kein Luftporenbildner verwendet wird.

7.5 Qualitätssicherung

Hinsichtlich der Qualitätssicherung von Betonen für Wasserbauwerke enthält die [ZTV-W 215; 2004] über die Anforderungen von [DIN EN 206-1; 2001], [DIN 1045-2; 2001] und [DIN 1045-3; 2001] hinausgehende Anforderungen. Hierbei sind die verschiedenen Verantwortungsbereiche und Schnittstellen zu beachten. Bei der in der Praxis üblichen Verfahrensweise (Beton nach Eigenschaften; Betonherstellung durch einen Transportbetonhersteller im Transportbetonwerk (welches auch unmittelbar am/im Baustellenbereich installiert sein kann) regeln [DIN EN 206-1; 2001], [DIN 1045-2; 2001] und [ZTV-W 215; 2004], Teil 2, die Qualitätssicherung der Betonherstellung. Die Annahme des Betons durch das bauausführende Unternehmen und die Weiterverarbeitung des Betons auf der Baustelle wird hingegen im Wesentlichen in [DIN 1045-3; 2001] und [ZTV-W LB 215; 2004], Teil 3, behandelt.

Vertragspartner des Auftraggebers WSV für Lieferung und Einbau des Betons ist im Regelfall das bauausführende Unternehmen. Über die [ZTV-W LB 215; 2004] werden

- indirekt dem Betonhersteller ergänzende Vorgaben zu Betonausgangsstoffen und Betonzusammensetzung gemacht (siehe beispielsweise [ZTV-W 215; 2004], Abschnitte (107) und (114));
- Ergänzungen zu Prüfumfang und Prüfhäufigkeit bei der Übergabe des Betons vom Betonhersteller an das bauausführende Unternehmen vereinbart (siehe beispielsweise [ZTV-W 215; 2004], Abschnitt (198));
- ergänzende Prüfungen zur Überwachung des Einbaus von Beton durch das bauausführende Unternehmen definiert (siehe beispielsweise [ZTV-W 215; 2004], Abschnitt (198), letzte zwei Spiegelstriche).

In der Praxis hat es sich in den letzten Jahrzehnten als sinnvoll erwiesen, dass sich Auftraggeber und bauausführende Firma nach Vertragsabschluss und zeitlich deutlich vor Beginn der Betoneignungsprüfungen zusammensetzen und ihre Vorstellungen und Vorgehensweisen hinsichtlich der Nutzung des von Regelwerken und Bauvertrag gelassenen Handlungsspielraums erörtern. Hierbei hat sich die Einbeziehung der BAW zur fachlichen Beratung des Auftraggebers bewährt.

Die [ZTV-W 215; 2004] fordert vom bauausführenden Unternehmen vor der eigentlichen Bauausführung eine Eignungsprüfung für den Beton. Mit dieser Eignungsprüfung soll sichergestellt werden, dass der Beton mit den in Aussicht genommenen Ausgangsstoffen unter den Verhältnissen der jeweiligen Baustelle zuverlässig verarbeitet werden kann und dass die geforderten Eigenschaften zielsicher erreicht werden. [DIN EN 206-1; 2001] und [DIN 1045-2; 2001] kennen den Begriff der „Eignungsprüfung“ nicht mehr. Die nach diesen Regel-

werken durch den Transportbetonhersteller zu erbringende Erstprüfung des Betons kann gemäß [ZTV-W 215; 2004] Bestandteil der Eignungsprüfung sein.

Ein Beispiel für die Notwendigkeit von Eignungsprüfungen ist die Einhaltung des Luftgehaltes im Frischbeton bei LP-Betonen, die über längere Strecken gepumpt werden. Der erfolgreiche Nachweis des LP-Gehaltes in einer im Labor hergestellten Mischung ist keine Garantie dafür, dass der geforderte LP-Gehalt zielsicher und kontinuierlich am Ausgang der Betonpumpe auf der Baustelle oder gar am Ende einer oft mehrere hundert Meter langen Pumpstrecke eingehalten werden kann. Selbstverständlich lassen sich die Baustellenverhältnisse im Vorfeld einer Baumaßnahme im Rahmen von Eignungsprüfungen nicht immer umfassend abbilden. Wenn aber beispielsweise mehrere tausend Kubikmeter LP-Beton eingebaut werden sollen, sind Pumpversuche im Rahmen der Eignungsprüfung zumindest über kurze Strecken durchaus gerechtfertigt. Alternativ kann eine endgültige Freigabe des Betons gemäß [ZTV-W 215; 2004], Abschnitt (92), unter dem Vorbehalt erfolgen, dass bestimmte Eigenschaften zu Beginn der Betonierarbeiten nachgewiesen werden. Diese Vorgehensweise birgt allerdings gewisse Risiken für den Bauzeitenplan, hier sind ggf. entsprechende Zeitpuffer einzuplanen.

In der neuen [ZTV-W 215; 2004] erstmals verankert ist die Bestimmung der Hydratationswärmeentwicklung des Betons (s. o.). Da die Verfügbarkeit geeigneter Betonkalorimeter derzeit in Deutschland noch begrenzt ist, sollen die entsprechenden Untersuchungen im Rahmen der Eignungsprüfungen gemäß [ZTV-W 215; 2004] an großformatigen Blöcken (isolierte Würfel mit Kantenlänge 2 m) erfolgen. Sofern im Bauvertrag vereinbart, ist alternativ eine rechnerische Bestimmung oder eine Bestimmung mittels Betonkalorimeter möglich. Die Verfahrensweisen zur Bestimmung der Hydratationswärmeentwicklung des Betons sind in einem Anhang zur [ZTV-W 215; 2004] beschrieben.

Die Blöcke können neben der Hydratationswärmebestimmung auch genutzt werden, um sich einen Eindruck von weiteren Eigenschaften des Betons wie Absetzverhalten oder Wasserabsonderung zu verschaffen, die sich bei kleinen Betonchargen bzw. kleinformatigen Prüfkörpern so nicht beobachten lassen. Diese Eindrücke sind sicherlich subjektiv, praxisgeeignete Prüfverfahren für derartige Eigenschaften sind nicht verfügbar. Sie können aber wichtige Erkenntnisse für die Bauausführung liefern. Beispielsweise sollte bei einem Beton, der an der Oberseite des Blocks eine mehrere Zentimeter starke minderfeste Schicht auf Grund hoher Wasserabsonderung aufweist und dennoch vom Auftragnehmer für die Bauausführung ausgewählt wird, seitens des Auftraggebers während der Bauausführung ein besonderes Augenmerk auf die Vorbehandlung von Arbeitsfugen gerichtet werden

(s. o.). Bild 7.4 zeigt exemplarisch einen Beton, der zunächst für die Schleuse Uelzen II vorgesehen war, u. a. auf Grund übermäßiger Schaumbildung jedoch wieder verworfen worden ist.

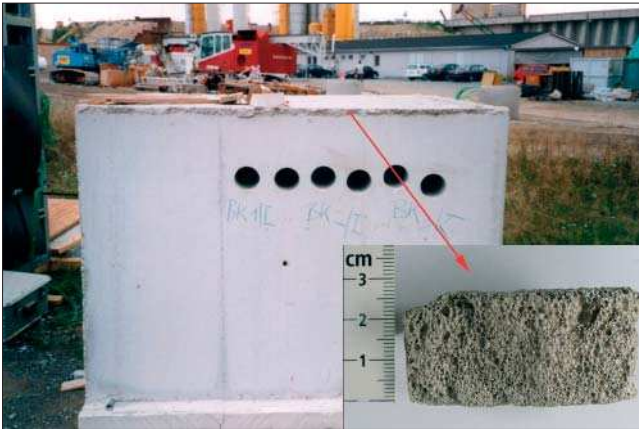


Bild 7.4: Beton mit übermäßiger Schaumbildung

Maßgebend für den Nachweis der vertraglich vereinbarten Betoneigenschaften durch das bauausführende Unternehmen gegenüber dem Auftraggeber ist, dass der Frischbeton an der Einbaustelle und der erhärtete Beton im Bauteil die vereinbarten Eigenschaften aufweisen.

Die in der [ZTV-W 215; 2004] verankerten Kontrollprüfungen des Auftraggebers (siehe [ZTV-W 215; 2004], Abschnitt 91) dienen dazu, die Eignungsprüfungen des Auftragnehmers zu verifizieren. Auch wenn diese Kontrollprüfungen im Regelfall auf Laborprüfungen beschränkt bleiben, haben sie ihre Effektivität beim Aufdecken von Problemen und Widersprüchen in den letzten Jahrzehnten immer wieder unter Beweis gestellt. Die Kontrollprüfungen zur Verifizierung der Eignungsprüfungen sind in den letzten Jahrzehnten für nahezu alle großen Baumaßnahmen der WSV von der BAW durchgeführt worden.

Neben Kontrollprüfungen im Rahmen der Eignungsprüfungen sollten auftraggeberseits auch Kontrollprüfungen während der Bauausführung vorgesehen werden. Diese Kontrollprüfungen sind in der Vergangenheit bei den großen Baumaßnahmen der WSV von der BAW selbst oder von Ingenieurbüros bzw. Materialprüfanstalten durchgeführt worden. Empfehlenswert ist die Durchführung derartiger Kontrollprüfungen bereits zu einem sehr frühen Zeitpunkt während der Ausführungsphase, um der bauausführenden Firma zu signalisieren, dass die Einhaltung der vertraglich vereinbarten Anforderungen auch tatsächlich hinterfragt wird.

8 Literatur

ATV DIN 18331; 2002: Beton- und Stahlbetonarbeiten, VOB Teil C, Ausgabe 2002.

BAW-MFB; 2004: Merkblatt „Frostprüfung von Beton (MFB)“, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2004.

BAW-MFZ; 2004: Merkblatt „Rissbreitenbeschränkung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)“, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2004.

DAfStb-400; 1994: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 400, Erläuterungen zu DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88, Berlin, Beuth Verlag, 4. Auflage, 1994.

DAfStb-466; 1996: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466, Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, Berlin, Beuth Verlag, 1996.

DAfStb-511; 2000: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 511, Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen; Berlin, Beuth-Verlag, 2000.

DAfStb-525; 2003: Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 525, Erläuterungen zu DIN 1045-1, 1. Auflage, Berlin, Beuth Verlag, 2003.

DAfStb-526; 2003: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 526, Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN 4226; Berlin, Beuth-Verlag, 2003.

DAfStb-560; 2003: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 560, Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse (Sachstandbericht), Berlin, Beuth-Verlag, 2003.

DAfStb RL MB; 2005: DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, Beuth-Verlag, 2005.

DBV; 2003: Betonherstellung und Verwendung nach neuer Norm, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

DIN 1045; 1988: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, (07/1988).

DIN 1045-1; 2001: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, (07/2001).

DIN 1045-2; 2001: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Betontechnik, (07/2001), in Verbindung mit DIN ENV 206-1; 2001.

DIN 1045-3; 2001: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Ausführung, (07/2001).

DIN 1045-4; 2001: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 4: Fertigteile, (07/2001).

DIN 1054; 1976: Baugrund, Zulässige Belastung des Baugrunds, (11/1976).

DIN 1054; 2005: Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (01/2005).

DIN 1055-1; 2002: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1: Wichten und Flächenlasten, (06/2002).

DIN 1055-3; 2006: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten, (03/2006).

DIN 1055-9; 2003: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen, (08/2003).

DIN 1055-100; 2001: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln (03/2001).

DIN 4030-1; 1991: Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase; Grundlagen und Grenzwerte, (06/1991).

DIN 4084; 1981: Baugrund, Gelände und Böschungsbruchberechnungen, (07/1981).

DIN 4085; 1987: Baugrund, Berechnung des Erd-drucks, Berechnungsgrundlagen, (02/1987).

DIN 4149; 2005: Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, (04/2005).

DIN 19700-10; 2004: Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen, (07/2004).

DIN 19700-11; 2004: Stauanlagen – Teil 10: Talsperren, (07/2004).

DIN 19700-13; 2004: Stauanlagen – Teil 10: Staustufen, (07/2004).

DIN 19702; 1992: Standsicherheit von Massivbauwerken im Wasserbau (alte Fassung 10/1992); derzeit in Überarbeitung.

- DIN EN 206-1; 2001: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, (07/2001).
- DIN-FB-101; 2003: DIN-Fachbericht 101, Einwirkungen auf Brücken, Ausgabe März 2003, Sonderdruck für das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen, Berlin, Beuth Verlag (03/2003).
- DVWK 209; 1989: Wahl des Bemessungshochwassers; Entscheidungswege zur Festlegung des Schutz- und Sicherheitsgrades, 1989.
- DVWK 251; 1999: Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, 1999.
- EAU; 1990: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, hrsg. vom Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG e.V. und der DGEG e.V., 8. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
- E-DIN 1055-2; 2003: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Bodenkenngößen, Entwurf (02/2003).
- Eisenbeton; 1904: Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten; veröffentlicht vom Minister der öffentlichen Arbeiten; Berlin, 16. April 1904.
- Grünberg, J.; 2004: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau: Erläuterungen zu DIN 1055-100. Beuth-Verlag 2004.
- GRUSIBAU; 1981: DIN, Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, Beuth-Verlag, 1981.
- Heydel, Krings, Herrmann, 2003: Stahlbeton im Hochbau nach DIN 1045-1, Einführung und Anwendungsbeispiele, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2003.
- Holzmann; 1999: Wehranlage Raffelberg, Statische Berechnung, Verfasser: Philipp Holzmann AG, Oktober 1999.
- IRB; 2004: Kommentierte Kurzfassung zu DIN 1045 Tragwerke aus Beton und Stahlbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Kommentierte Kurzfassung, Fraunhofer IRB Verlag, Beuth Verlag, 1. Auflage 2004.
- Meyer, G.; 1994: Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045 (1988), Diagramme zur direkten Bemessung, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1989; 2. überarbeitete Auflage 1994.
- Schneider; 1994: Bautabellen für Ingenieure, 11. Auflage, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1994.
- STLK 215; 2004: Standardleistungskatalog für den Wasserbau, Leistungsbereich 215: Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (STLK LB 215), Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn 2004.
- Westendarp, A., Schulze, M.; 2000: Frostbeanspruchung von Verkehrswasserbauwerken. Beton 50 (2000) Heft 5, S. 260-266.
- Zilch, Curbach; 2001: Einführung in die DIN 1045-1, Anwendungsbeispiele; Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2001.
- ZTV-W 215; 1998: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen Wasserbau, Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton, Leistungsbereich 215, Bundesminister für Verkehr, Bonn, 1998.
- ZTV-W 215; 2004: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen Wasserbau, Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton, Leistungsbereich 215, Bundesminister für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, 2004.

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Mitteilungsblätter

Hinweis: Die erste Zahl steht für die fortlaufende Nummerierung, die zweite Zahl für das Erscheinungsjahr, danach werden Autor und Titel des Beitrages aufgeführt.

- 1/53 Jambor: Erhöhung der festen Wehrschwelle bei gleicher hydraulischer Leistung
Burghart: Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt
Türk: Untersuchung über die Geschiebebewegung in Flüssen und Stauanlagen. Das elektro-akustische Geschiebe-Abhörverfahren
Zweck: Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff
Canisius: Aus der Arbeit der Bundesanstalt
Liebs: Ausbau der Unteren Hunte
Schleiermacher: Sicherung der Schifffahrtsrinne in der Donau im Bereich der Innmündung bei Passau
Boos: Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
- 2/53 Canisius: Technische Entwicklung im Wasserbau
Pichl: Der Ortungstachygraph und seine Anwendung
Burghart/Gehrig: Beitrag zur Frage der Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen
Davidenkoff: Grundwasserzufluß zu Brunnen und Gräben
Sagawe: Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement bei erd- und wasserbaulichen Modellversuchen
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
- 3/54 Canisius: Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues
Wehrkamp: Ein neues Flußprofilmeßgerät
Liebs: Abzweigung einer verhältnismäßigen Teilwassermenge an einem Meßwehr
Schleiermacher: Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II)
Meenen: Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
- 4/54 Jambor: Die Gestaltung von Kanalabzweigungen unter besonderer Berücksichtigung von Schwingungen im Kanal
Herr: Spülvermögen bei Verschlämmung und Geschiebeablagerung in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle
Wehrkamp: Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz
Davidenkoff: Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
- 5/55 Canisius: Die Bundesanstalt für Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwicklung 1948 -1955
Niebuhr: Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauhigkeit (I)
Schleiermacher: Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen und Wasserspiegelquergefälle
Gehrig: Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch
Poggensee: Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung
Zweck/Davidenkoff: Die versuchstechnischen Verfahren zur Berechnung des Netzes einer Grundwasserströmung
- 6/56 Schleiermacher: Geschwindigkeits-Verlagerung in Querschnitten mittels Buhnen oder Leitwerken
Gehrig: Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell
Wigand: Verhinderung von Geschiebeablagerungen vor den unteren Schleusenvorhöfen und Staustufen
Zweck/Davidenkoff: Über die Zusammensetzung von Filtern
Poggensee: Anwendung und Kritik von Rammformeln
- 7/56 Gehrig: Strömungsmessung mit einem Kreiszylinder
Zweck/Davidenkoff: Untersuchung von Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche
Schleiermacher: Einfache Darstellung des zeitlichen Ablaufes von Anschwellungen in Wasserläufen
Niebuhr: Beitrag zur Erfassung der Räumkraft einer ungleichförmigen Strömung unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Tidegebiet
Davidenkoff: Angenäherte Ermittlung des Grundwasserzuflusses zu einer in einem durchlässigen Boden ausgehobenen Grube

- 7/56 Liebs: Abflußbeiwerte für grasbewachsene Deiche
Jambor: Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
- 8/57 Yalin: Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung
Davidenkoff: Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
- 9/57 Zweck/Davidenkoff: Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Grund
Davidenkoff: Wirkung der Sickerströmung auf die Standsicherheit eines Erddammes (II)
Schleiermacher: Versuch einer morphologischen Begründung von Rauigkeits-Beiwerten für die Berechnung des Wasserspiegel-Gefälles
Yalin: Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransportvermögen
- 10/58 Magens: Untersuchung der Ursachen und des Vorganges der Verschlickung der Schleusenvorhöfen zu Brunsbüttelkoog
- 11/58 Rubbert: Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik
Gruhle: Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld
Gehrig: Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers
Davidenkoff: Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluß aus 8 und 9)
- 12/59 Zweck/Dietrich: Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes
Zweck: Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern
Rubbert: Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
- 13/59 Zweck/Dietrich: Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE
Felkel: Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke
Steinfeld: Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
- 14/60 Felkel: Walzenbucht und Ringgraben als Mittel zur Verminderung der Schwebstoffablagerungen in Flußhäfen
Davidenkoff: Neue Forschungsarbeiten über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden
Gehrig/Herr: Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
- 15/60 Jambor: Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten
Felkel: Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle
Felkel: Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
- 16/61 Felkel: Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen
Davidenkoff: Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen
Dietrich: Schnittgrößen und Randspannungen in der Sohlfuge einer Kaimauer oder Stützmauer von rechteckigem Querschnitt
- 17/62 Kleinschmidt/Schröder: Sonderheft Korrosionsversuche
- 18/62 Felkel: Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch
Vollmer: Erfahrungen an einem Tidemodell mit beweglicher Sohle und Vergleich zwischen Modell- und Naturmessungen
Felkel: Ein einfaches Rundbecken zum Mischen von Wasser und Koagulieren von Schmutzstoffen
Davidenkoff: Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
- 19/63 Zweck/Dietrich: Modellversuche mit steifen Dalben in bindigen Böden bei plötzlicher Belastung
Jansen: Die Neukonstruktion von Fahrstühlen für Kraftmessungen an Modellschiffen
Felkel: Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn
Jänke: Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probelastungen und Messungen an Stahlpfählen
- 20/64 Franke: Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen
- 21/64 Naujoks: Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades
Dietrich: Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden
Liebs: Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang
Franke: Der Einfluß des Neigungswinkels der wasserführenden Schicht und einer partiellen Auskleidung des durchlässigen Brunnenschachtes auf die Zuflußmenge zu einem artesischen Brunnen
- 22/65 Rubbert: Tidewellenberechnungen nach dem Universalprogramm der BAW „Anwendung zur Berechnung der Tidebewegung der Oberelbe“
Jambor: Schutz der Sohle in Flüssen

- 22/65 Davidenkoff/Franke: Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umpundete Baugrube in offenen Gewässern
- 23/66 Dietrich: Modellversuche mit biegsamen langen Dalben unter wiederholten Belastungen im Sand
Ruck: Untersuchungen der Sandwandungsverhältnisse im Küstenbereich zwischen Stohl und Brauner Berg
Dietz: Einfluß der Saugschlauchbeaufschlagung bei Kaplan turbinen auf die Schifffahrtsverhältnisse im Unterwasser von Staustufen
Felkel/Canisius: Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
- 24/66 Völpel/Samu: Reliefänderungen in der Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers im Verlaufe einer Sturmperiode und in der darauf folgenden Periode mit ruhigeren Wetterlagen
Schnoor: Über neue Verfahren zur Berechnung des Reflexionsdruckes von Wasserwellen auf senkrechte Wände
Zweck: Baugrunduntersuchungen mit Sonden gem. DIN 4094 mit Auswertungsmöglichkeiten
Davidenkoff/Franke: Räumliche Sickerströmung in eine umpundete Baugrube im Grundwasser
- 25/67 Schnoor: Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte nicht brechender Wellen auf senkrechte Pfähle und Wände
Davidenkoff: Dimensionierung von Brunnenfiltern
Franke: Die Wirkungen des Wassers auf die Standsicherheit von Böschungen
Schulz/Ruck: Die Sandwanderungsverhältnisse an der Nordküste der Insel Fehmarn zwischen Westermarkelsdorf und Puttgarden
Lambert: Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
- 26/68 Schnoor: Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte auf senkrechte Pfähle und Wände
Samu: Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in der südlichen Nordsee
Ruck: Auswirkung der geologischen Verhältnisse im Küstengebiet auf Baumaßnahmen im Wasserbau
- 27/68 Schäle/Kuhn/Schröder/Hofmann: Kanal- und Schifffahrtsversuche Bamberg 1967
- 28/69 Jänke: Untersuchungen der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse
Felkel: Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
- 29/69 Dietz: Kolk sickerung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel
Dietz: Kolk sickerung am Elbewehr Geesthacht
- 30/70 Franke/Manzke: Zwei interessante Beispiele von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal
Franke: Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers
Felkel: Ideestudie über die Möglichkeiten der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talaue ins Flußbett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins
Jurisch: Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichung bei Dreieck-Überfällen
Sindern/Rohde: Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider in der Linie Hundeknöll-Vollerwiek
Harten: Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell
Dietz: Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
- 31/72 Giese/Teichert/Vollmers: Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle
Dorer: Berechnung der nichtstationären Abflüsse in nicht-prismatischen offenen Gerinnen
Dietz: Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung am Beispiel der BAB-Mainbrücke Eddersheim
Dietz: Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
- 32/72 Niebuhr: Einfluß der Seitenwände bei hydraulischen Versuchen in einer rechteckigen Glasrinne
Ache: Ergebnisse von Sondierungen neben einem eingespülten Gründungskörper einer Leuchtbake
Franke/Ache: Ein Verfahren zur Berechnung eingespannter gedrungener Gründungskörper
Franke/Garbrecht/Kiebusch: Meßfehler infolge unvollkommener Volumenkonstanz von Porenwasserdruckgebern beim Scherversuch
Franke/Bernhard: Erddruckansatz bei trogförmigen Bauwerken und Wechselwirkung zwischen Erd- und Sohlendruck am Beispiel des Schiffshebewerkes Lüneburg
Felkel: Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen
Giese: Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe

- 33/72 Rohde/Meyn: Untersuchungen über das hydrodynamische Verhalten oberflächenmarkierten Sandes und über die Einbringmethode bei Leitstoffuntersuchungen
 Ruck: Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen
 Dietz: Kolksicherung am Störsperwerk
 Hein: Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
- 34/73 Hovers: Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
- 35/73 Davidenkoff: Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau
 Tödten: Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch
 Hein: Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Ein Beitrag zur Klärung der Frage, warum Meerwasser trotz hohen Sulfatgehaltes Beton nicht angreift
 Jurisch: Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie
 Pulina: Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse
 Dietz: Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim
 List: Untersuchungen von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
- 36/74 Dietz: Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen
 Felkel: Modellversuche mit Grundschnellen und Schifffahrt
 Dietz/Pulina: Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße
- 37/75 Tödten: Untersuchung der Strömungsvorgänge an Buhnen
 Schuppener: Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg
 Harten/Knieß: Eiderdamm - Natur- und Modellmessungen
 Dietz: Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
- 38/75 Schuppener: Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebbliche Stützwand infolge der Verdichtung
 Felkel: Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins
 Samu: Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
- 39/76 Dietz/Pulina: Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
- 40/76 Dietz/Pulina: Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß bei Ausbau der Saar
 Knieß: Eiderdamm - Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt
 Annuß/Dehm/Hein/Schröder: Korrosion an Spundwänden - Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall
 Dietz/Pulina: Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell
 Dietz: Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell
- 41/77 Armbruster: Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl
 Döscher: Die Suspensionswand
 Feddersen: Querbeltete Verankerungen
 Franke/Garbrecht: Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand-Ziel-Methode - Ergebnisse
 Franke/Schuppener: Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk
 Hauß: Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik
 Kiebusch: Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch
 Ruck: Sondierungen zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle von schwimmender Arbeitsplattform
 Sagawe: Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven
 Schulz: Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge
- 42/77 Hein: Untersuchung über den Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Meer
 Knieß: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen
 Hein: Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern
- 43/78 Dietz: Strömungsabweiser und/oder durchbrochene Trennmole als Mittel zur Verminderung der Querströmung in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel der neuen Mainstaustufe Krotzenburg
 Knieß: Belastungen der Böschung des NOK durch Schiffsverkehr - Ergebnisse von Naturmessungen

- 44/79 Pulina: Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen
Jurisch: Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle
- 45/79 Dietz/Pulina: Zur Frage des Wehrschwellenprofils beim Zugsegment
Dorer/Siem Hou Lie: Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren
- 46/80 Garbrecht: Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele -
Liebig: Stabilitätsuntersuchungen von Mehrfachregelkreisen an hydraulischen Modellen im wasserbaulichen Versuchswesen
Franke: Studie zur Frage des Einflusses von Meereswellen auf die Größe des Sohlwasserdruckes unter Offshore-Flachgründungen
Armbruster: Die Sickerwasserströmung im Bereich der Stauanlage Kulturwehr Kehl -
Teil I: Unterströmung und Standsicherheit im Endzustand
- 47/80 Felkel: Die Geschiebezugabe als flußbauliche Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins
- 48/80 Giese: Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches-Modell mit beweglicher Sohle
Schulz/Feddersen/Weichert: Zwängungskräfte infolge Sohlreibung
- 49/81 Pulina/Voigt: Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Schoden sowie Abflußleistungen bei spezifischen Betriebsfällen – Modelluntersuchungen
- 50/81 Schulz: Zur Festigkeit überverdichteter Tone
Gehrig: Die Berechnung des Geschiebetriebanfangs
Knieß: Schütten von Steinen unter Wasser
Wulzinger: Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle
- 51/82 Pulina/Voigt: Einfluß der Randbedingungen auf die Abflußleistung unterströmter Wehrverschlüsse
Kemnitz: Beitrag zur Verringerung der Quergeschwindigkeiten im unteren Schleusenvorhafen einer Staustufe
Hein/Klein: Untersuchung über den Temperatureinfluß auf das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl im Emder Hafenwasser
- 52/83 Pulina/Voigt: Neubau eines Wehres im Zitadellengraben Berlin-Spandau
Knieß: Untersuchung zum Nachweis der Wirtschaftlichkeit von Uferdeckwerken an Wasserstraßen
- 53/83 Knieß: Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen in Binnenschiffahrtskanälen
- 54/84 Dorer: Ähnlichkeit bei flußbaulichen Modellen
- 55/84 Knieß: Untersuchung und Begutachtung alter Massivbauwerke an Wasserstraßen
Wagner: Die Untersuchung von Stahlwasserbauten
Hein: Korrosion über und unter dem Wasserspiegel
Hallauer: Grundsätzliche Betrachtungen über den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken
Abromeit: Anwendung von geotextilen Filtern bei Uferdeckwerken von Wasserstraßen in der BRD
Knieß/Köhler: Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbundfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit
Kellner/Annuß/Kretschmer: Kurzberichte über Arbeiten des Referats „Meßtechnik“
- 56/85 Schulz: Die Ermittlung des Seitendrucks in überkonsolidierten Tonen mit Hilfe von Laborversuchen
Schuppener: Verformungsmessungen im Erd- und Grundbau
Köhler: Modellversuche für die Dimensionierung von Deckwerken an Wasserstraßen - Stabilität loser Steinschüttungen
- 57/85 Armbruster: Messungen, Inspektion und Kontrolle an Dämmen
Pulina/Voigt: Lastbeanspruchungen langgestreckter Bauwerke in der Wasserstraße
- 58/86 Dorer: Stabilitätsformeln für lose Deckschichten von Böschungs- und Sohlenbefestigungen
Schulz: Kompressibilität und Porenwasserüberdruck - Bedeutung für Gewässersohlen
Hallauer: Vergußstoffe für Uferdeckwerke
Eißfeldt: Standsicherheitsbeurteilung alter Hafenanlagen am Beispiel der Woltmann Kaje Cuxhaven
Reiner/Schuppener: Gründungsbeurteilung und Sicherung des Weserwehres in Bremen
Knieß: Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern

- 59/86 Samu: Ein Beitrag zu den Sedimentationsverhältnissen im Emder Fahrwasser und Emder Hafen
Armbruster/Venetis: Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser
Müller/Renz: Erfahrungen bei der Untersuchung von Dükern und Durchlässen
Hein: Über das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden im Mittellandkanal
- 60/87 Rohde: 25 Jahre Außenstelle Küste
Dietz: Untersuchungen in den Tidemodellen der Außenstelle Küste
Kiebusch: Entwicklung des Hamburger Bodenmechanischen Labors der BAW
Schuppener: Erfahrungen mit Bodenmechanischen Laborversuchen an Klei
Manzke: Erd- und grundbauliche Beratung beim Bau des Elbeseitenkanals
Schuppener/Eißfeldt: Standsicherheitsbeurteilung der Gründungen alter Wasserbauwerke
Alberts: Wanddickenmessungen an Stahlspundwänden
Harten: Das Staustufenmodell Weserwehr bei Bremen
Giese: Aufbau eines hydraulischen Tidemodells für das Lagunengebiet von Abu Dhabi
Fahse: Traceruntersuchungen in der Natur
Samu: Geomorphologische Untersuchungen im Bereich der Brammerbank und des Krautsander Watts in der Unterelbe
Jensen: Überlegung zur künftigen Entwicklung der Sturmflutwasserstände an der Nordseeküste
- 61/87 Teil I: Beiträge zum Ehrenkolloquium für Herrn Prof. Gehring am 27. März 1987
Lohrberg: Prof. W. Gehrig und seine Bedeutung für die Entwicklung des Modellversuchswesens in der WSV
Garbrecht: Erosion, Transport, Sedimentations-Probleme und Überlegungen im Altertum
Mosonyi: Geschiebeprobleme bei Hochdruckwasserkraftwerken
Vollmers: Probleme bei der praktischen Berechnung des Geschiebebetriebs
Nestmann/Bachmeier: Anwendung von Luftmodellen im strömungsmechanischen Versuchswesen des Flußbaus

Teil II:
Haferburg/Müller: Instandsetzung der Mittellandkanalbrücke 144 b über die Weser in Minden
- 62/88 Weichert: Kenngrößen von Bentonit-Zement-Suspensionen und ihre Bedeutung für die Eigenschaften von Dichtungswandmaterialien
- 63/88 40-Jahre Bundesanstalt für Wasserbau
- 64/88 Rohde-Kolloquium am 9. Mai 1988
Keil: Zur Untersuchung von Naturvorgängen als Grundlage für Ausbau und Unterhaltung der Bundeswasserstraßen im Küstenbereich
Holz: Moderne Konzepte für Tidemodelle
Vollmers: Reflexionen über Modelle mit beweglicher Sohle

Festakt „40 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau“ am 8. November 1988
Knieß: Einführungsansprache beim Festakt zur 40 Jahr-Feier der BAW am 08.11.88
Knittel: Ansprache anlässlich des 40jährigen Jubiläums der BAW in Karlsruhe am 08.11.88
Lenk: Verantwortungsprobleme im Wasserbau

Vortragsveranstaltung „Umwelt und Wasserstraßen“ am 8. November 1988
Zimmermann/Nestmann: Ströme und Kanäle als Ingenieurbauwerke oder gestaltete Natur
Schulz: Standsicherheiten, Bemessungskriterien und Normen - Kontraindikationen eines naturnahen Flußbaus?
Lankenau: Technische Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen
Reinhardt: Rechtliche Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen
Kolb: Grundsätze der Landschaftsplanung bei der Gestaltung von Wasserstraßen
Larsen: Notwendiges Umdenken beim Ingenieur in Ausbildung und Praxis
Kennedy: Sediment, flood-control and navigation aspects of the Three Gorges Project, Yangtse river, China
- 65/89 Schröder: Auswirkung der Harmonisierung des EG-Binnenmarktes auf das Bauwesen
Flach: Normung für das Bauwesen im Rahmen eines europäischen Binnenmarktes
Litzner: Welche Auswirkungen haben die vorgesehenen europäischen Regelungen auf die deutschen Stahlbeton-Bestimmungen
Hallauer: Die Entwicklung der Zusammensetzung von Beton für Wasserbauten

- 65/89 Bayer: Einsatz der Betonbauweise bei Offshore-Bauwerken
 Lamprecht: Verwendung von Beton bei Wasserbauten in der Antike
 Rasmus: Entwicklung des Stahlbrückenbaus am Nord-Ostsee-Kanal (NOK)
 Roehle: Der technische Fortschritt bei der Konstruktion und betrieblichen Ausbildung von Stahlwasserbauverschlüssen
 Wagner: Untersuchung von Stahlwasserbauverschlüssen, vergleichende Auswertung und Folgerungen
- 66/89 Mühling: Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
 Bartnik: Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion West
 Paul, W.: Deckwerksbauweisen an Rhein, Neckar, Saar
 Paul, H. J.: Deckwerke unter ausführungstechnischen Gesichtspunkten
 Möbius: Abrollen von Geotextilien unter Wasser
 Saggau: Deichschlußmaßnahme Nordstrander Bucht
 Lastrup: Dünensicherungsmaßnahmen an der dänischen Nordseeküste
 de Groot: Allgemeine Grundlagen zur Standsicherheit des Untergrundes unter Deckwerken
 Oumeraci: Zur äußeren Beanspruchung von Deckschichten
 Richwien: Seegang und Bodenmechanik - Geotechnische Versagensmechanismen von Seedeichen
 Köhler: Messungen von Porenwasserüberdrücken im Untergrund
 Bezuijen: Wasserüberdruck bei Betonsteindeckwerken
 Sparboom: Naturmaßstäbliche Untersuchungen an einem Deckwerk im Großen Wellenkanal
 Heerten: Analogiebetrachtungen von Filtern
 Hallauer: Baustoffe für Deckwerke
 Saathoff: Prüfung an Geotextilien
 Schulz: Überblick über neue nationale und internationale Empfehlungen
- 67/90 Hein: Zur Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser
 Kunz: Risikoorientierte Lastkonzeption für Schiffsstoß auf Bauwerke
 Pulina/Voigt: Untersuchungen beim Umbau und Neubau von Wehranlagen an Bundeswasserstraßen
 Zimmermann: Zur Frage zulässiger Querströmungen an Bundeswasserstraßen
 Tsakiris: Kombinierte Anwendung der Dezimalklassifikation und von Titelstichwörtern zur Inhaltserschließung von Dokumenten
- 68/91 Knieß: Erweiterte Bundesanstalt für Wasserbau
 Alf/Theurer: Prognose zur Entwicklung des Ladungspotentials für die Binnenschifffahrt in den neuen Bundesländern
 Schulz: Zur Mobilisierung von Bewehrungskräften in nichtbindigen Böden
 Ehmann: Bauwerksmessungen am Beispiel des Weserwehres
 Hamfler: Temperatur- und Dehnungsmessungen während der Erhärtungsphase des Betons
 Hauß: Verwendbarkeit von Waschbergen im Verkehrswasserbau
 Köhler/Feddersen: Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und Beton
- 69/92 Ohde: Nachdruck seiner Veröffentlichungen zu „Bodenmechanischen Problemen“
 Themenkreise: Bodenmechanische Kennwerte, Erddruck, Standsicherheit, Sonstige Probleme und Gesamtdarstellungen
- 70/93 Knieß: 90 Jahre Versuchsanstalt für Wasserbau
 Pulina: Bestimmung der zulässigen Strömungsgröße für seitliche Einleitungsbauwerke an Bundeswasserstraßen
 Köhler u. a. m.: Wellenamplitudenmessungen mittels videometrischer Bildverarbeitung
 Kuhl: Die Geschiebezugabe unterhalb der Staustufe Iffezheim von 1978 - 1992
 Siebert: Simulation von Erosion und Deposition mit grobem Geschiebe unterhalb Iffezheim
 Nestmann: Oberrheinausbau, Unterwasser Iffezheim
- 71/94 Nestmann/Theobald: Numerisches Modell zur Steuerung und Regelung einer Staustufenkette am Beispiel von Rhein und Neckar
 Dietz/Nestmann: Strömungsuntersuchungen für das Eider-Sperrwerk

- 72/95 Vorträge zum OHDE-Kolloquium „Praktische Probleme der Baugrunderdynamik“ am 14. September 1995
 Fritsche: Modellversuche zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von Fundamenten
 Huth: Modellierung des zyklischen Materialverhaltens von Lockergestein
 Holzlöhner: Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke
 Schuppener: Eine Proberammung vor einer Stützwand mit unzureichender Standsicherheit
 Palloks/Zierach: Zum Problem der Prognose von Schwingungen und Setzungen durch Pfahlrammungen mit Vibrationsrammbären
 Haupt: Sackungen im Boden durch Erschütterungseinwirkungen
 Zerrenthin/Palloks: Beiträge zur Prognose von Rammerschütterungen mit Hilfe von Fallversuchen
 Palloks/Dietrich: Erfahrungen mit Lockerungssprengungen für das Einbringen von Spundbohlen im Mergelgestein
 Huber: Ein Beitrag zur Erschütterungsausbreitung bei Zügen
 Achilles/Hebener: Untersuchungen der Erschütterungsemission für den Ausbau von Straßenbahnstrecken mit angrenzender historischer Bebauung
- 73/95 Westendarp: Untersuchungen und Instandsetzungsmaßnahmen an den Massivbauteilen des Eidersperrwerkes
 Dietz: Strömungsverhältnisse, Kolkbildung und Sohlensicherung am Eider-Sperrwerk
 Heibaum: Sanierung der Kolke am Eidersperrwerk - Geotechnische Stabilität von Deckwerk und Untergrund
- 74/96 Vorträge zum BAW-Kolloquium „Flußbauliche Untersuchungen zur Stabilisierung der Erosionsstrecke der Elbe“ am 9. März 1995
 Faist: Langfristige Wasserspiegelsenkungen und Grundsätze der Strombaumaßnahmen in der Erosionsstrecke der Elbe
 Glazik: Flußmorphologische Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe unterhalb von Mühlberg
 Faulhaber: Flußbauliche Analyse und Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe
 Schmidt: Ergebnisse neuerer Untersuchungen zu Gewässersohle und Feststofftransport in der Erosionsstrecke
 Alexy: Hydronumerische Untersuchungen zur Felsabgrabung und zum Einbau von Grundswellen in der Elbe bei Torgau
 Fuehrer: Untersuchungen der Einsinktiefe von Bergfahrern im Stromabschnitt Torgau
 Schoßig: Sohlenstabilisierung der Elbe km 154,62 - 155,70 im Bereich der Torgauer Brücken - praktische Durchführung -
 Kühne: Sohleninstandsetzung im Stromabschnitt Klöden (El-km 188,8 - km 192,2)
- 75/97 Abromeit: Ermittlung technisch gleichwertiger Deckwerke an Wasserstraßen und im Küstenbereich in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte der verwendeten Wasserbausteine
 Alberts/Heeling: Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden - Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung -
 Köhler: Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze
- 76/97 Vorträge zum BAW-Kolloquium zur Verabschiedung von LBDiR a. D. Prof. Dr.-Ing. Schulz und zur Amtseinführung von LBDiR Dr.-Ing. B. Schuppener am 18. Oktober 1996
 Krause: Ansprache anlässlich der Verabschiedung von Prof. Dr.-Ing. Schulz
 Schwier: Monitoringsystem zur Überwachung der Fugendichtigkeit an der Schleuse Uelzen
 Köhler: Boden und Wasser - Druck und Strömung
 Armbruster-Veneti: Leckageortung an Bauwerken der WSV mittels thermischer Messungen
 Schulz: Rückblick auf 23 Jahre Geotechnik in der BAW
 Schuppener: Gedanken zu den zukünftigen Aufgaben der Geotechnik in der BAW
- 77/98 Armbruster-Veneti et al.: Das Schawan-Wehr in Karelien - Zustand und Lebensdauer
 Fuehrer: Untersuchungen zur hydraulischen Beanspruchung der Wasserstraßen durch die Schifffahrt
 Jurisch: Untersuchung der Genauigkeiten von Tachymeter- und DGPS-Ortungen zur Ermittlung hydraulischer und hydrologischer Daten in Flüssen
 Lasar/Voigt: Gestaltung des Allerentlastungsbauwerkes I am MLK
- 78/98 50 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau

- 79/98 Vorträge zum gemeinsamen Kolloquium von BAW und BfG „Eisbildung und Eisaufbruch auf Binnenwasserstraßen“ am 26. Mai 1998
 Heinz: Konzeptionelle Überlegungen zur Nutzung der Wasserstraßen bei Eis
 Barjenbruch: Wärmehaushalt von Kanälen
 Klüssendorf-Mediger: Prognose von Eiserscheinungen auf ostdeutschen Wasserstraßen
 Brydda: Chancen eines garantierten Ganzjahresverkehrs auf mitteleuropäischen Kanälen
 Busch: Eissituation an den Wasserstraßen der WSD Süd
 Voß: Eisbildung und Eisaufbruch auf den Binnenwasserstraßen der WSD Ost
 Rupp: Eisbrechende Fahrzeuge und deren Einsatzmöglichkeiten bei Eisbedeckung
 Kaschubowski: Eisfreihaltung mit Luftsprudelanlagen
 Sachs: Tauchmotorpropellerpumpen zur Eisfreihaltung von Stemmtoren
 Alexy: Eisdruck auf Kanalbrücken
 Alexy: Optimierung der Eisabführung an Brücken
- 80/99 Vorträge zum BAW-Kolloquium „Donauausbau Straubing-Vilshofen / vertiefte Untersuchungen“ am 14. Oktober 1999
 Kirchdörfer: Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - Ziele, Varianten, Organisationsstruktur
 Hochschopf: Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - Baumaßnahmen
 Naturversuch Sohlendeckwerk
 Jurisch/Orlovius: Durchführung und Rohdatenauswertung
 Strobl: Steinschlaguntersuchungen zur Ermittlung vertikaler Sicherheitsabstände in der Schifffahrt
 Zöllner: Fahrdynamische Untersuchungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., Duisburg, zum Donauausbau Straubing - Vilshofen
 Neuner: Untersuchungen zu den horizontalen Sicherheitsabständen in einem mit Buhnen geregelten Flussabschnitt
 Nestmann: Luftmodelluntersuchungen zu Kolkverbaumaßnahmen
 Kellermann: Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - 1D-Modellverfahren - Modelltechnik, 3D-Untersuchungen, Buhnen, flussmorphologische Änderungen
 Söhngen: Fahrdynamische Modelluntersuchungen
 Roßbach/Kauppert: Physikalischer Modellversuch Isarmündung
- 81/00 Dienststelle Ilmenau
 Beuke: Festvortrag - Bauinformatik als Verbundstelle zwischen Bauingenieurwesen und Informatik
 Siebels: Wie kam es zum Standort Ilmenau
 KSP Engel und Zimmermann Architekten: Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau
 Siebels: Kunstwettbewerb für den Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau
 Paul: Erwartungen der WSV an die BAW-Dienststelle in Ilmenau
 Bruns: Informations- und Kommunikationstechnik - Perspektiven und Visionen -
 Bruns: Zur Geschichte der Datenverarbeitung in der BAW
 Fleischer: Zur Begutachtung der Standsicherheit alter, massiver Verkehrswasserbauten
 Palloks: Die Entwicklung der Aufgaben des Referats Baugrunddynamik (BD)
 Palloks: Bericht über das BAW - Kolloquium „Setzungen durch Bodenschwingungen“ in der Außenstelle Berlin am 29.09.1999
- 82/00 Oebius: Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propellerstrahl auf die Wasserstraßen
 Zöllner: Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung
 Rieck/Abdel-Maksoud/Hellwig: Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt
 Fuehrer/Pagel: Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit und schiffsinduzierte Sohlströmung im allseitig begrenzten Fahrwasser – Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung nach FANKAN
 Willamowski: Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der Unteren Saale
 Söhngen/Heer: Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport am Beispiel des Rheins bei Westhoven
 Abromeit: Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und Sanierungsmethode

- 82/00 Alexy: Ermittlung der Kolkiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbau-
stelle in der Elbe
Faulhaber: Veränderung von hydraulischen Parametern der Elbe in den letzten 100 Jahren
Hentschel/Kauther: Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geotechnischen
Versuchswesen
Gladkow/Söhngen: Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße in Flüssen
Glazik: Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in den Versuchsanstalten
Berlin-Karlshorst und Potsdam
- 83/01 Vorträge zum BAW-Kolloquium „Instandhaltung der Wasserbauwerke - eine Kernaufgabe der WSV?“,
Abschiedskolloquium für Herrn LBDiR R. Wagner am 22. März 2001
Aster: Bauwerksinstandsetzung und Kernaufgaben - Ein Widerspruch?
Hermening: Anforderungen der WSV an die BAW bezüglich der Beratung bei der Instandhaltung der
Anlagen
Kunz/Bödefeld: Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement
Westendarp: Betoninstandsetzung - Neue Anforderungen und Entwicklungen
Strobl/Wildner: Injektion mit hydraulischem Bindemittel im porösen Massenbeton
Meinhold: Instandsetzungsmöglichkeiten und -grenzen für Stahlwasserbauten
Binder: Arbeits- und Umweltschutz bei Korrosionsschutzarbeiten
Beuke: Gestalterische Aspekte bei der Modernisierung der Schleuse Woltersdorf
- 84/02 10 Jahre deutsch-russische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, Vorträge aus
Symposien 9. September 2001 in Sankt Petersburg und 11. Dezember 2001 in Karlsruhe (in deutscher
und russischer Sprache)
Butow: Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit
der Bundesanstalt für Wasserbau
Armbruster: Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik
Kljuchew: Deformationen der Schleusenwandungen an der Wolga-Ostsee-Wasserstraße
Ogarjow/Koblew: Zustand und Entwicklungsperspektiven der Kaspi-Schwarzmeer-Wasserstraße
Radionow: Rekonstruktion des Moskauer-Kanals
Bödefeld: Auswertung der Bauwerksinspektion
Dettmann/Zentgraf: Pegelabhängige Fahrspurberechnung in fließenden Gewässern
Kernitz: Modellierung des Geschiebetransports in Flüssen
Kernitz: Untersuchung von Schleusenfüllsystemen am Beispiel der neuen Hafenschleuse Magdeburg
Lausen: Numerische 3D-Simulation der Moselstaustufe Lehmen
Odenwald: Prüfung und Beurteilung der Baugrubenabdichtung für den Schleusenneubau Uelzen II im
Elbe-Seitenkanal
Paul: Donauausbau Straubing - Vilshofen
Stenglein: Unterhaltungskonzept für den freifließenden Rhein
- 85/02 Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen
Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen
Kolke an Gründungen / Scour of Foundations - Workshop 5 der XV. Internationalen Tagung über Boden-
mechanik und Geotechnik in Istanbul im August 2001 (in deutscher und englischer Sprache)
Annandale et al.: Fallstudien zur Kolkbildung / Scour Case Studies
Heibum: Geotechnische Aspekte von Kolkentwicklung und Kolkenschutz / Geotechnical Parameters of
Scouring and Scour Countermeasures
Richardson et al.: Praktische Berechnungen zu Kolken an Brücken in den USA / United States Practice
for Bridge Scour Analysis

Schiffbautechnisches Kolloquium der Bundesanstalt für Wasserbau am 24./25. April 2002
Bielke: Funktionale Leistungsbeschreibung bei der Ausschreibung von Wasserfahrzeugen
Dobinsky/Sosna: Einsatz dieelektischer Schiffsantriebe
Lenkeit/Stryi: Modernisierung der Fähren entlang des NOK
Stumpe: Verlängerung MzS MELLUM
Garber: Entwicklung eines Sandhobels
Claußen: Entwicklung und Einsatz von flachgehenden Aufsichts- und Arbeitsschiffen (Typ Spatz)
Kühnlein: Modellversuchswesen im Schiffbau
Germer: Antifouling (TBT-Alternativen)
Christiansen: Umweltverträgliche Schmierstoffe und Hydrauliköle

- 85/02 Hoffmann: Fächerlot- und Sonarsysteme
Preuß: Einsatz von AIS/VDR an Bord
- 86/03 Themenschwerpunkt: Wasserbau im Küstenbereich
Jürges/Winkel: Ein Beitrag zur Tidedynamik der Unterems
Lang: Ein Beitrag zur Tidedynamik der Innenjade und des Jadebusens
Schüttrumpf/Kahlfeld: Hydraulische Wirkungsweise des JadeWeserPorts
Schubert/Rahlf: Hydrodynamik des Weserästuars
Boehlich: Tidedynamik der Elbe
Seiß/Plüß: Tideverhältnisse in der Deutschen Bucht
Winkel: Das morphologische System des Warnow-Ästuars
Rudolph: Sturmfluten in den deutschen Ästuaren
Liebetruth/Eißfeldt: Untersuchungen zur Nautischen Sohle
Uliczka/Kondziella: Dynamisches Fahrverhalten extrem großer Containerschiffe unter Flachwasserbedingungen
Bielke/Siebeneicher: Entwicklung, Planung und Neubau von Wasserfahrzeugen
Heyer: Zur Bedeutung mathematischer Modelle im Küstenwasserbau
Lang: Analyse von HN-Modell-Ergebnissen im Tidegebiet
Weilbeer: Zur dreidimensionalen Simulation von Strömungs- und Transportprozessen in Ästuaren
Malcherek: Vom Sohlevolutions- zum vollständigen Morphologiemodell: Eine Road Map zur SediMorph-Entwicklung
Vierfuss: Seegangmodellierung in der BAW
- 87/04 Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen
- 88/05 Principles for the Design of Bank and Bottom Protection for Inland Waterways
(Englische Fassung des Mitteilungsblatts Nr. 87/2004)
- 89/06 Massive Wasserbauwerke nach neuer Norm
Kunz: Bemessungsphilosophie für massive Wasserbauwerke
Westendarp: Expositionsklassen von Wasserbauwerken
Allers; Maier; Fleischer: Vergleichende Beispielrechnung Schleuse Sülfeld
Bödefeld: Bemessungsbeispiel Schleuse Hohenwarthe
Becker: Bemessungsbeispiel Stever-Durchlass
Lünsmann; Linse; Bödefeld: Bemessungsbeispiel Wehranlage Raffelberg
Westendarp: Hinweise zu Beton und Bauausführung bei Wasserbauwerken
Literatur